

## 第4章

### 研究テーマ4: 水工学—地盤工学の連携による沿岸域低平地の自然災害リスク軽減への挑戦

#### 4.1 各種河道条件を考慮した越流破堤現象の解明（研究担当者：溝口敦子）

##### 4.1.1 はじめに

近年、集中豪雨等により毎年のように内水氾濫や堤防の決壊による氾濫被害が報道されている。例えば、2011年9月の台風15号による庄内川志段味地区の越水による氾濫や2012年7月の九州北部豪雨災害での矢部川の堤防決壊、2015年9月の鬼怒川氾濫は記憶に新しい。特に、矢部川の堤防決壊は、長期出水の後、水位のピークが過ぎてから起こっており、その要因は堤体基礎地盤がパイピング現象により流失しその上にあった堤体が崩落し変形したとされ、浸透現象が要因となった堤防の決壊として興味深く取り扱われている<sup>1)</sup>。矢部川は、越水なき破堤として浸透に起因する破堤であったために、堤防機能を考え直すきっかけとなった。2015年9月関東・東北豪雨災害では、鬼怒川が越水破堤し流失する家屋の画像が大々的に全国で放映された。こうした被害を目の当たりにした人々は震撼し、身近な河川の治水機能に対する関心は急激に高まっている。こうした多数の災害事例を受け同年12月10日には「大規模氾濫に対する減災のための治水対策のあり方について～社会意識の変革による「水防災意識社会」の再構築に向けて～」が答申されている。この答申では、「施設の能力には限界があり、施設では防ぎきれない大洪水は必ず発生するもの」へと意識を変革し、社会全体で洪水に備える必要があるとされている。この答申を踏まえ、ハード対策、ソフト対策を地域一体として取り組むことを推進する「水防災意識社会 再構築ビジョン」が2015年12月11日に策定された。また2016年も岩手県、北海道で甚大な被害があり、想定外への対応についての議論が加速している。

このように最近の豪雨災害は、急速に水防災に関する取り組みを変革させ、避難時間を稼ぐための「ねばり強い堤防」という考え方も出てきている。しかし、河川管理者としては、まず、これまでの治水計画で想定されている洪水を氾濫させないこと、堤防整備が不完全なところを対策し、少なくとも計画高水位以下に対し耐えられる機能を維持することが最重要課題といえる。2012年の矢部川における浸透流を起因とした破堤災害を受け、土木学会の堤防小委員会のなかに中でも地盤工学と水工学が連携する堤防研究連携WGが作られた。WGへは官学民それぞれの立場から参加し、研究の立場からの現象の解明と実務上の課題、現場の知見をつなぐように解明すべき課題を整理し、図4.1.1に示す堤防に対するアカデミーリサーチマップを発表している<sup>1)</sup>。

こうした現状もあり、近年は堤防を取り扱う研究が活発に行われており、主に地盤工学分野から堤体材料や表面探査、堤体内部の空気の挙動等の研究<sup>例えば、2), 3), 4)</sup>が実施される

とともに、水工学分野から堤防の決壊メカニズム等の研究<sup>例えば, 5), 6)</sup> が実施されている。上述したように堤防管理の上では、計画高水位以下で堤防を機能させることが重要課題であり、できるだけ天端高が変わるような堤防の変形を抑え、かつ堤防の機能を保持させるための堤体構造、強度に関する研究、水工学・地盤工学を融合させた堤体内の水、土砂、空気の挙動に関する研究などが必要とされている。その一方で、実際には計画高水位に対応した堤防整備が進んでいない箇所が多数存在しているため整備を進める必要があるし、堤防の決壊メカニズムを明確にし、決壊時の対応を考え備える必要がある。水工学分野では、以前から堤防決壊時の対応を考える際に氾濫解析の流入条件となる氾濫流量の予測という観点から、破堤時の開口部に着目した検討が行われており、氾濫解析のためには、既往の研究から堤体条件や河道条件を考慮した上で堤体と氾濫原を一体にした検討が必要であることが指摘されている<sup>例えば, 6)</sup>。

そこで、本節では、堤防機能の見直しが河道条件を無視して議論されがちな堤防の破堤現象について、河道条件が及ぼす影響などについて検討する。4章全体では沿岸低平地を対象とするということであるが、ここでは、沿岸低平地で起こりやすい破堤要因についてさぐるため、まず、河川側の条件と破堤要因の関係性について調べたのち、越流の誘因として、浸透による堤防の変形とそうでない場合に越流破堤現象がどう変化するか、また、破堤現象は堤体の湿潤状態や被服状態でどう変化するか、あわせて、河川側の条件として勾配が異なる河川で越流破堤が起きた際の現象の違いについて明らかにする。

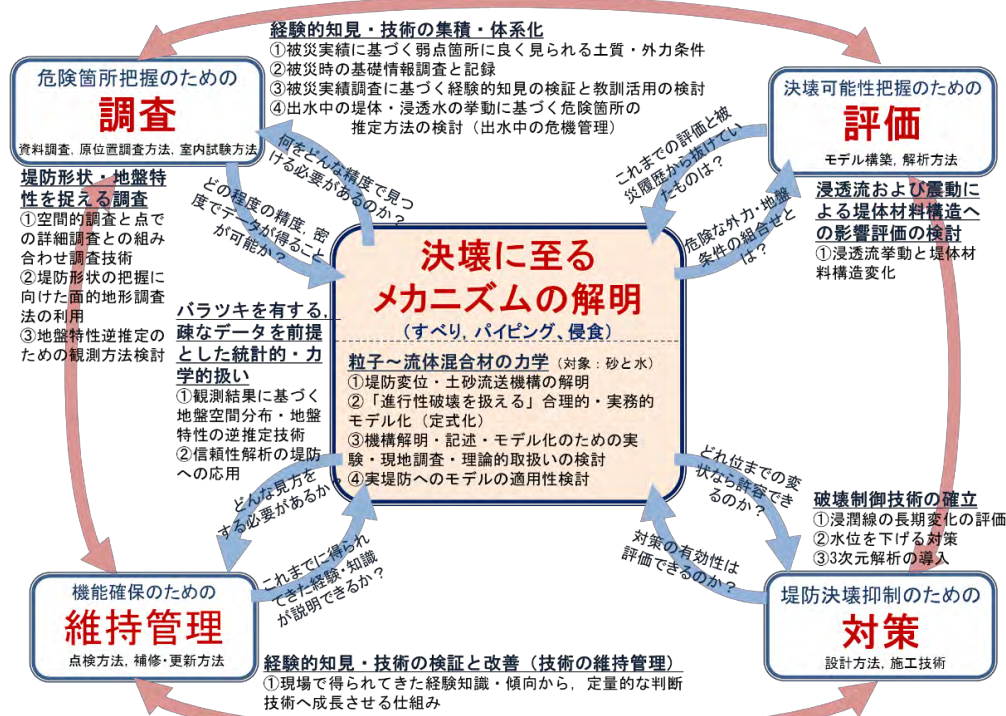


図 4.1.1 アカデミックリサーチマップ<sup>1)</sup>

#### 4.1.2 過去の破堤事例と河道特性の関係

ここでは、まず、堤防決壊にいたった事例情報を収集し、委員会等で結論した要因と河道特性（勾配）との関係について調べる。なお、破堤事例情報の収集については、インターネット検索を利用し、主に河川管理者が発信している情報を用いている。また、河道特性については破堤が起こった場所を基本方針や整備方針などのなかで公表されている情報と照らし合わせた。

破堤要因は主に浸透流によるもの、洗掘・侵食によるもの、越流によるものの三つに分類して考える。浸透流によるものは、堤防自体または基礎地盤に浸潤した水が要因となって堤体が変形するものである。また、洗掘・侵食によるものは、河川流により堤体が直接洗掘されたり、河床の洗掘により河岸侵食が進み堤体まで達することで壊れたりするものである。最後に、越流によるものは、河川水位が何らかの影響で堤防天端を超え溢水しその水により堤防が壊れることである。ただし、浸透流や洗掘などの要因により堤防が変形し河川水位が堤防天端高を超える際には、最初に変形を促した要因による破壊とみるが、どの要因も最終的には水があふれ越流破壊が起こるため、判断がしにくい事例も見受けられ、複合要因とされることが多い。

主な破堤事例について、調べた結果を表 4.1.1 に示す。なお、この表は、管理者にかかわらず載せているため、中小河川も含めており計画規模が異なるものも併記している。これらの事例から破堤要因と河道条件を調べた結果、要因のうち、越流以外は勾配と関係があることが分かった（図 4.1.2）。このことから、勾配が急であれば、河川内の河床洗掘や側岸侵食が頻発し、勾配が緩い河道は洪水継続時間が長く続くため、浸透現象の危険が増したことが確認された。なお、実際に勾配が異なることにより変化するだろう河川側の条件、また、河川側の条件によって変化する破堤現象については 4.1.5 で検討する。

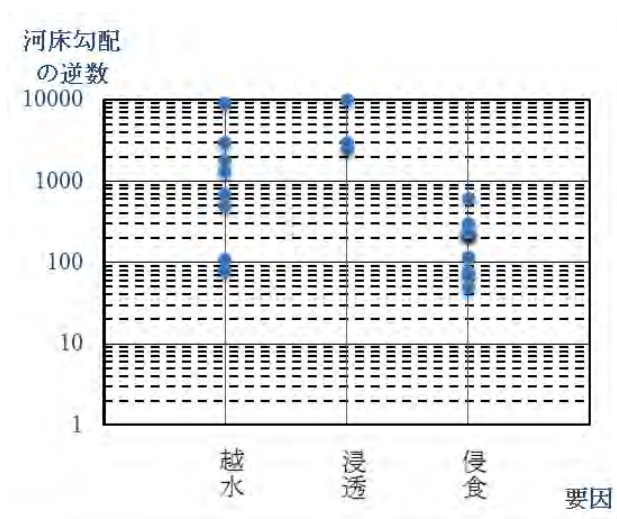


図 4.1.2 破堤要因と河床勾配

表 4.1.1 破堤事例

年月日	河川名	破堤要因	破堤位置	川幅(m程度)	破堤幅(m程度)	河床勾配
S44.8.11	黒部川	洗掘	右岸8.1km		400	1/76
S44.8.11	常願時川	洗掘	右岸17.8km		約280	1/49
S53.6.27	澁海川	越水	11.5km		70と130	1/680
S61.8.5	吉田川	越水	左岸16.2km	50	90	1/3000
S61.8.6	小貝川	浸透	右岸35.5km		85	1/2000~1/3000
H7.7.11	姫川	侵食	右岸2.6km	150	67	1/117
H7.7.11	鳥居川	越水	昭和橋付近		60	1/80
H7.7.11	姫川	洗掘	右岸2.6km			
H7.7.11	関川	洗掘		200		1/300
H16.7.13	五十嵐川	越水	左岸3.4km	120	117	1/110
H16.7.13	刈谷田川	越水	左岸9.3km	80	50	1/1300
H16.7.18	足羽川	越水と浸透	4.6km付近	220	54	1/600
H23.7.3	花月川	洗掘	右岸6.2km	90	200	1/233
H23.7.3	花月川	洗掘	左岸5.8km	90	160	1/233
H23.7.3	花月川	洗掘	右岸7.7km	90	30	
H23.7.10	花月川	洗掘	右岸5.4km	90	120	1/233
H23.7.10	花月川	洗掘	左岸5.8km	90	90	1/233
H23.7.30	登川	洗掘		111	100	1/70
H23.7.30	五十嵐川	越水		60	300	
H23.7.30	破間川	越水		100	85	
H23.7.30	茶郷川	越水		20	200	
H23.7.30	広田川	越水		40		1/500
H25.9.16	由良川	侵食・洗掘	右岸43.8~44.0km	40	100	
H25.9.16	桂川	越水	右岸7.2km	130	400	1/1787
H27.9.15	渋井川	浸透	合流部から200m付近		40	緩やか
H27.9.15	渋井川	浸透	600m付近		15	緩やか
H27.9.15	渋井川	浸透	1200m付近		17	緩やか
H16.10	円山川	越水	右岸13.2km	150	300	1/9000
H16.10	出石川	越水	左岸5.4km	100	100	1/300~1/500
H23.9	音更川	侵食	左岸18.2km	300	150	1/134~1/201
H24.7	矢部川	浸透	右岸6.2km	210	200	1/10000
H27.9	鬼怒川	浸透	左岸21km	300	200	1/1500~1/2500

#### 4.1.3 越流の誘因が破堤過程に及ぼす影響の実験的検討

##### (1) 小規模横断堤防を用いた実験概要

最初に、これまでに実施した研究のうち、越流破堤のきっかけに着目した実験1、堤体材料および被覆条件に着目した実験2の結果について報告する。両実験では、長さ約19m、幅60cmの水路を用いて水路中央に図4.1.3、4.1.4のような横断堤防区間を作り上流側に水をためて越流を誘発させ、破堤させる。実験1では、切り欠きを用いた実験と浸透による堤防の変形を誘発させる実験を実施し、それぞれの現象の違いを検討、実験2では、堤体材料粒径を変化させる実験と堤防の天端、裏法面の被覆状態を変化させる実験を実施し、堤体条件が越流破堤に及ぼす影響を検討した。なお、堤体およびその下の基礎地盤は、実験1では珪砂5号(平均粒径0.55mm)、実験2では珪砂5号と6号(平均粒径0.3mm程度)を用いて密度 $1.5 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ となるように作成した。

また、今回の実験は、堤内地に相当する水路下流側において基礎地盤まで水を入れ飽和させた上で実施している。実験時には、水路側壁ガラスから堤体の横断面および堤体斜め上部からのビデオ撮影で堤防の変形過程，進行速度を把握し，かつ，レーザ変位計を水路横断方向に動かすことで堤防天端中央およびその周辺の堤防形状（基礎地盤形状）を把握し，破堤口の拡大過程を検討した。また，堤外地となる水路上流部の湛水域に超音波水位計を設置する，または，ビデオ撮影画像を読み取ることで破堤時の水位の変化を把握した。

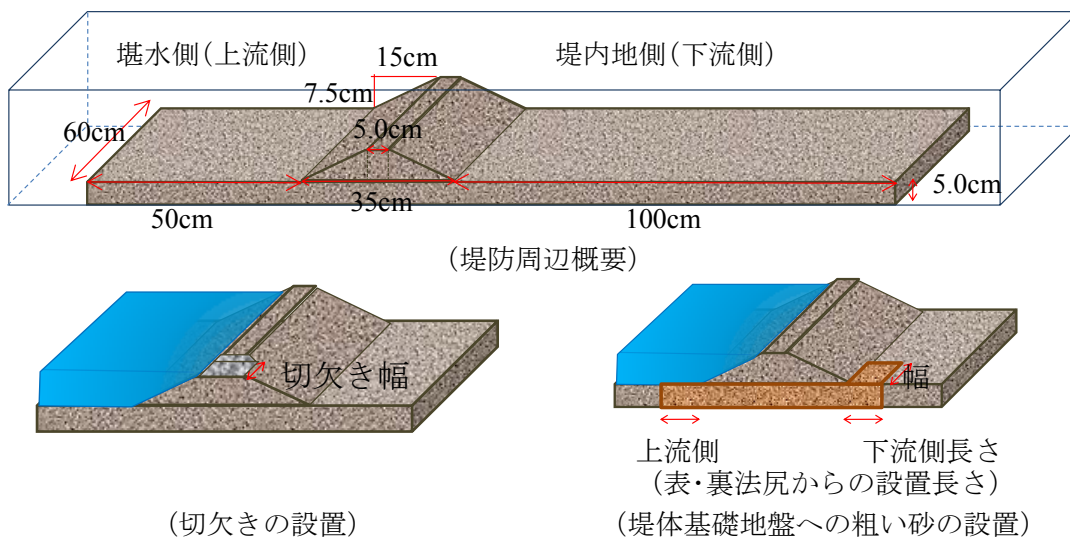


図 4.1.3 実験 1 における堤体周辺の設定

表 4.1.2 基礎地盤の3号砂の設置条件（単位：cm）

	幅	上流側長さ	下流側長さ
Case0	5	10	10
Case1	5	10	0
Case2	10	10	0

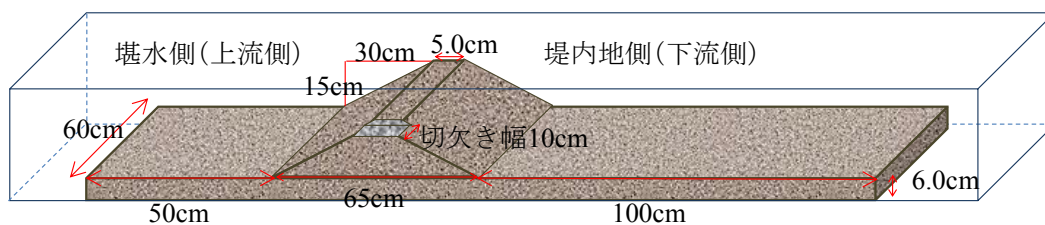


図 4.1.4 実験 2 における堤体周辺の設定

## (2) 実験 1 : 越流要因が破堤現象に及ぼす影響

### a) 法崩れの誘発条件の検討結果

実験で用いた小規模横断堤防に浸透による変形を誘発させる条件を表 4.1.2 のようなケースで検討した結果、堤体基礎地盤へ粗い砂を設置させ (図 4.1.3.1 右下)、かつ、その領域の下流側長さを 0 とする Case2 で堤体の浸透破壊を誘発させることが分かった。この条件で湛水すると、図 4.1.5 に示すように法尻から天端に向かって徐々に法崩れが進む。

ここでは、基礎地盤に珪砂 3 号 (平均粒径 2.0mm) を利用しており、堤体材料と比較すると、クレーガー法から算出される透水係数は珪砂 3 号が  $1.8 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、珪砂 5 号が  $8.6 \times 10^{-4} \text{m/s}$  となり、大きく異なることがわかる。つまり、堤体に比べ透水係数が高い基礎地盤の 3 号砂部分は容易に水が浸み込み、堤内地側へ抜ける安定した水みちとなり、湛水域と堤内地側の基盤高さとの水位差分の圧力が堤体下へ伝播することになる。ただし、事前実験では下流側長さが 0 以上となりその水の逃げ道ができれば、上部の堤体には影響を与えないこともわかった。法崩れが誘発される条件では、基礎地盤を置き換える幅を変化させると法面が崩れる幅も図 4.1.6 のように変化し、この実験条件下では必ず基礎地盤の透水性の高い材料を設置した幅で法崩れが発生することが確認された。

ただし、法崩れが進み越流が起こるまでの時間については、複数回実験を実施しても図 4.1.7 のように一定にすることができなかつた。これは、締固めや湿潤状態、堤防の成型精度の影響が実験スケール上でやすいためだと考えられる。なお、破堤するまでの堤防形状の変化特性や表流水による変化が支配的になる破堤してからの過程には差がみられなかつたため、破堤過程をみる上で時間的なばらつきは問題ないと考えている。

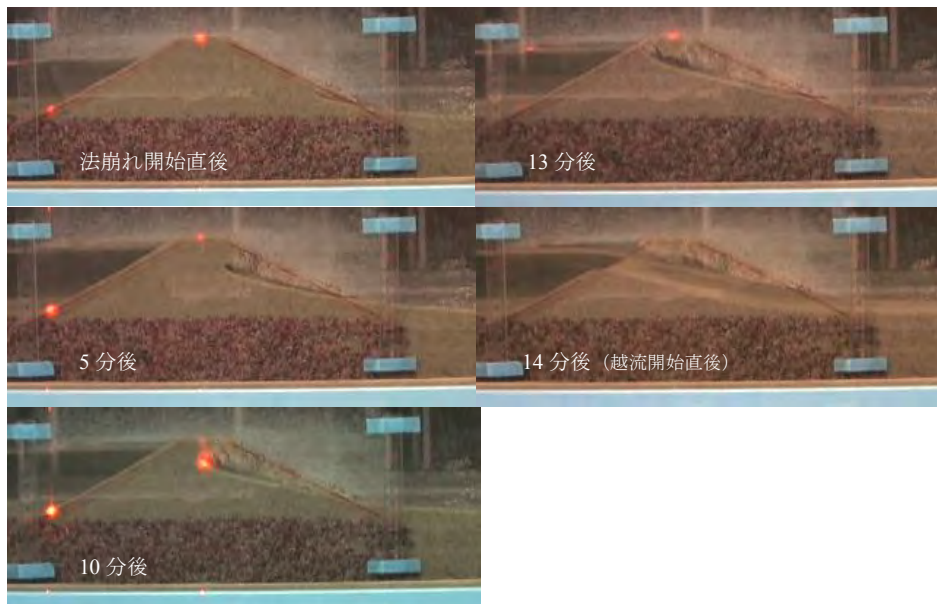


図 4.1.5 法崩れの進行例



図 4.1.6 法面崩れの様子（左図：基盤設置幅 5cm，右図：10cm）

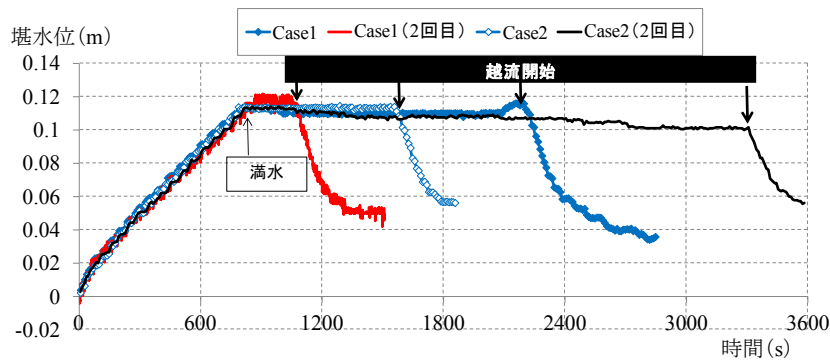


図 4.1.7 上流側水位時間変化と越流開始時刻

#### b) 越流の要因による破堤過程の違い

本実験では、堰水前から堤防に切り欠きを設置して越流させるケースと、法崩れを誘発させ越流にいたるケースを実施する。なお、(1)の検討結果からもわかるように法崩れが起こって越流にいたる場合、越流にいたるまでに堤体が崩れるため破堤部の堤体幅は薄くなる。一方で、切り欠きを設けた場合、先に天端高さを低くしているのみで堤体幅は変化していない状態での破堤となる。

堤体の法崩れを誘発させ越流を促すケースについては、予備実験結果を用いて堤体下から下流側へはみ出さないように、基礎地盤に透水係数が異なる材料を幅5cm, 10cmで配置し、切り欠きを設けるケースは、幅5cm, 10cmのケースに加え、幅40cmで切り欠きを設置したうえで実験を実施した。ちなみに、切り欠きを設けるケースには図4.1.3.6にあるように通水開始時には開口部に水のうやアクリル板などを置き、基準の水位に達した時に切り欠きを開口させる方法で実施することとした。

実験結果として、切り欠き幅 10cm を例にとると、天端中央部の破堤口の断面は、図 4.6 のように広がっていく。なお、このときの越流開始時間は、14min12s となっている。これに対し、法崩れをきっかけとしたケースは、図 4.1.9 に示すように越流が開始する 26min までに大きく変形する。ここで、破堤口の拡大過程を水路側壁での堤防断面の変化、および、開口幅と最深点高さに代表させ時系列で示すと、図 4.1.10, 11 のようになり、法崩れ開始からの堤防断面の変化がその後の時間変化に影響することがわかる。図 4.1.8, 9 の開

口部の状況もあわせると、本実験では、法崩れの場合には最深点の低下つまり堤体の下刻が先行し起こるため、開口幅については初期段階からそれほど大きく変化しない傾向にあり、切り欠きを設けた越流破堤のほうが下刻に伴う河岸侵食により最終的な開口幅は広がるのが分かった。

また、越流開始からの湛水域からの流出流量の変化を湛水域の水位に代替させ図 4.1.11 にあわせて示すと、幅 5cm, 10cm 両者ともに法崩れによる破堤の方が、急激な水位低下が確認される。つまり、法崩れにより局部的に堤体が変形した場合には、越流開始時に限定された幅でかつ深い破堤幅が確保されているため、そこから多量の水が流出し、湛水位を下げる結果になったといえる。またこうした特徴から、堤内地側にできる落ち堀は、洗掘される場所は限定されたが切り欠きを設けた時よりも深くなるのが確認された（図 4.1.10）。

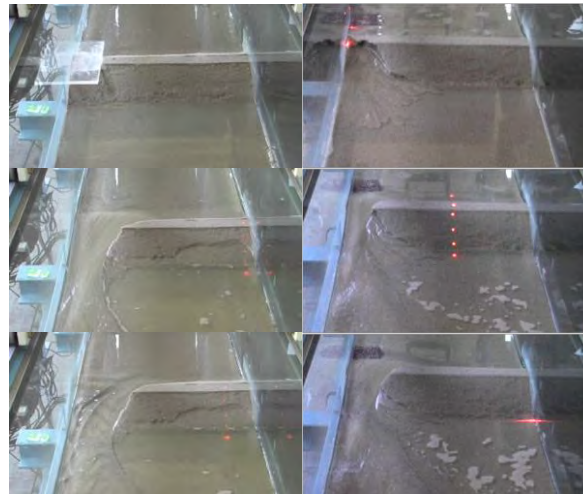


図 4.1.8 破堤口拡大過程  
(左図：切り欠き、右図：透水性の高い礫層を設置)

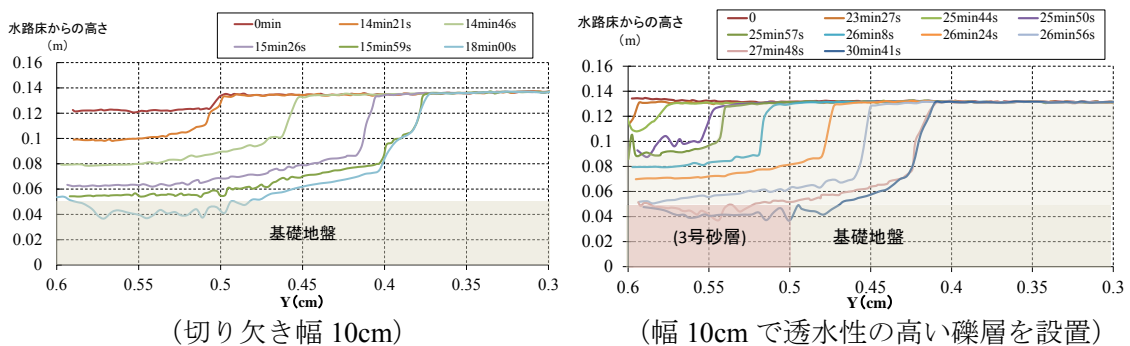


図 4.1.9 天端中央における拡幅状況



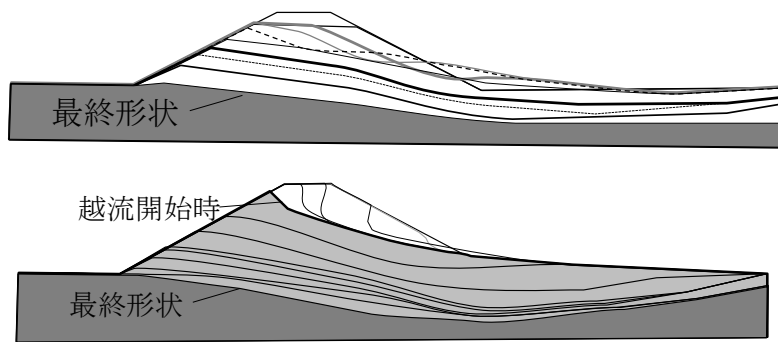


図 4.1.10 堤防の断面変化  
(上図：切り欠き 10cm, 下図：礫層幅 10cm)

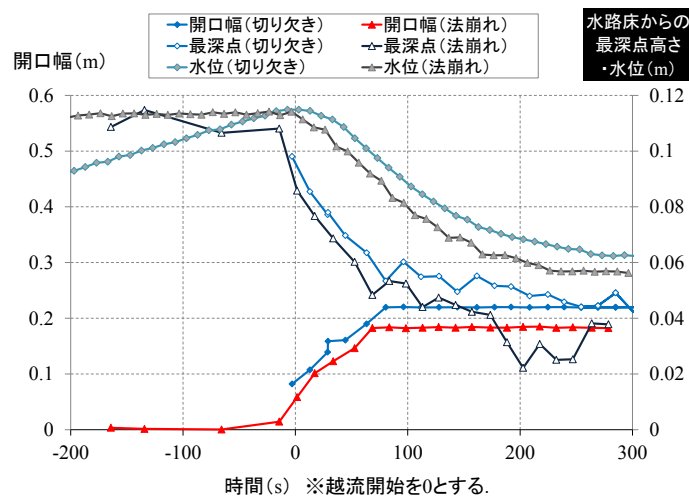


図 4.1.11 切り欠き，法崩れによる破堤過程の違い（幅 10cm）

天端中央部の破堤口開口幅および最深点深さ，堰水域水位の時間変化

### (3) 実験 2：堤体材料および堤防被覆条件が破堤過程に及ぼす影響

#### a) 堤体材料と浸潤状態が破堤過程に及ぼす影響

ここでは，堤体材料に珪砂 5 号（平均粒径 0.55mm），珪砂 6 号（平均粒径 0.21mm）を用いて実験を行う。各材料で作成した堤防に，上流側に堰水した上で 6 時間放置したのち越流させた場合と表法面をビニールで被覆しできるだけ堤体内に浸潤面が進まないよう抑制して堰水したのち越流させた場合を比較した。

その結果，小規模な堤防を用いたため，湿潤状態の違いによる各材料の破堤過程の進行時間にはそれほど大きな変化が現れなかったが，図 4.1.12 のように材料が異なると下刻の進行速度および拡幅時の崩落の特徴に顕著な違いがでた。特に，図 4.1.13 からわかるように材料が細かい方が初期の破堤幅が狭く全体的に深くなる傾向となった。

こうした材料による変化の違いは，粗度，流砂特性と粘着性が異なるために現れると考えられるが，本実験では湿潤状態を丁寧に把握していなかったため，4.1.4 でさらに詳しく検討する。

#### b) 堤体の被覆状態が破堤過程に及ぼす影響

次に、珪砂 6 号を用いて、法面被覆状態を天端、法面などの被覆状態を変化させ破堤過程に及ぼす影響を検討した。被覆状態は、コンクリートなどをイメージし、表面に 3 号砂をかぶせアクリルスプレーで固めたものや脱脂綿を張りつめたものなどを検討した。図 4.1.13 に、アクリルスプレーによる被覆位置の違いが及ぼす初期洗掘位置の違いを示す。これからも分かるように、被覆によって越流開始直後堤防の下刻が抑えられるが、法面を被覆した場合には法尻周辺から堤体材料が徐々に持ち出され、天端のみを被覆したときは法面から下刻が進み結局は破堤に至る。また、被覆があることにより崩落が抑えられ、オーバーハングした状態で堤体が削られる現象も見られた。こうした検討を通じ、堤体を被覆すると被覆がない場合より越流開始から堤防決壊まで要する時間を引き延ばせる可能性があることが分かった。

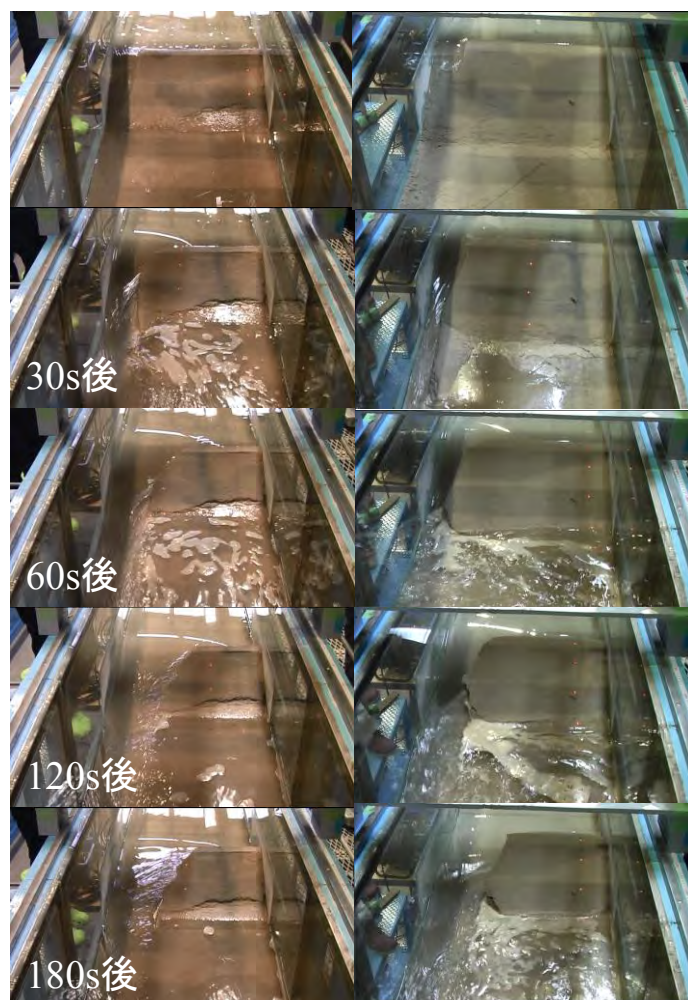


図 4.1.12 堤体材料による破堤過程の違い (左 : 5 号砂, 右 6 号砂)

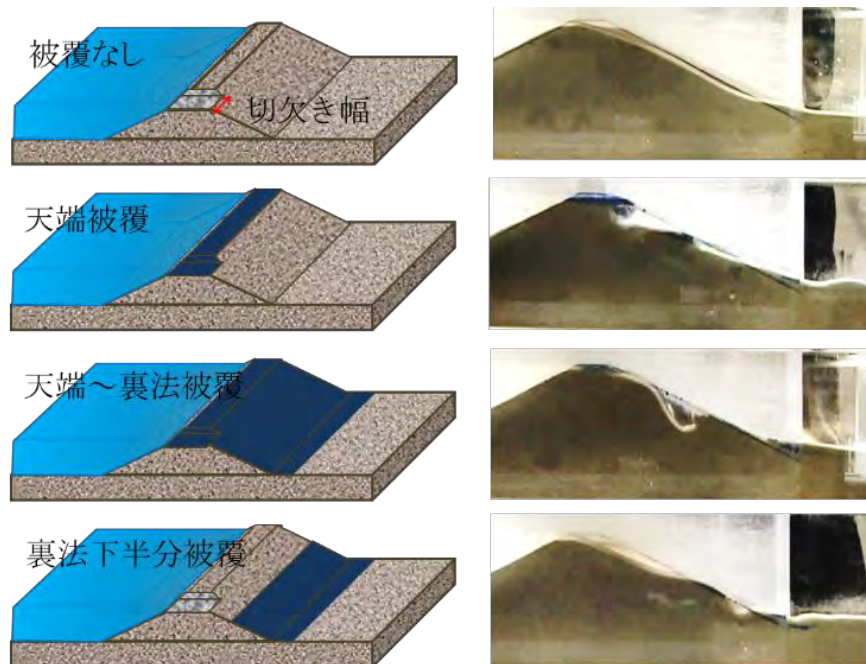


図 4.1.13 被覆位置による初期洗掘位置の違い

#### (4) まとめ

上述したように、本項では小規模破堤実験により定性的な破堤の特性をみてきた。これまでの検討によって、越流の要因により破堤過程が変化すること、堤体材料、被覆状態の堤防自体の条件により特に初期の破堤過程が変化することが分かった。越流要因は越流開始時の堤体の形を変化させるため、堤体材料は材料の流砂特性、粘性特性を変化させるため、被覆状態は堤体の変形を様々な形で抑制するため、それぞれ破堤現象が変化した。解析などを実施する際には、これらの特性を適切に表現するための工夫が必要となると言える。

#### 4.1.4 堤体材料特性、湿潤状態が破堤過程へ及ぼす影響の実験的検討

##### (1) 実験概要

続いて、4.1.3 の結果を参考に、水路横断堤防を粒径の異なる材料で作成し破堤実験を実施し、破堤過程の特徴をとらえる。前節実験 2 の結果を受け、図 4.1.14 に実験装置概要図に示すように、ビニールチューブで作成したマンメータを用いて浸潤面を確認しながら破堤を開始させることで、堤体材料と湿潤状態の違いが破堤過程へ与える影響を見出す。なお、図 4.1.14 からわかるようにマンメータは堤防に対し水路縦断方向に 6 断面、法尻近い断面以外は高さを変えて 2 本ずつ、つまり計 10 本設置している。

実験では、切り欠き部に水嚢を置いた状態で一定流量  $8.3 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s}$  で湛水し、水位が天端高の 2mm 下のところへ達した時点で水のうを撤去し越流を開始させた。実験ケースは表

4.1.3 に示すもので設定する。つまり、堤体材料を三河珪砂の3種類で変化させ、5号砂を利用するケース1以外、湛水後すぐに越流させたケースAと、越流ぎりぎりのところで一度流水を停止させ、浸潤面が法面に到達した後に再度通水し越流させるケースBとを行った。ちなみに、ただし、堤体材料が5号砂のときには湛水と同時に浸潤面が十分発達するため、ケースA、Bを分けることができなかった。なお、堤体材料の粒径は、三河珪砂5号砂が平均粒径0.515mm、6号砂が平均粒径0.295mm、8号砂が平均粒径0.155mmとなっている。実験では、堤体より上流5mの位置に超音波水位計を設置し、湛水時及び破堤時の水位変化を堤体横に張り出した水位を写真撮影し実験後読み取った値を記録するとともに、レーザ変位計を水路横断方向（堤防縦断方向）に動かし破堤時の堤防変化を計測した。あわせて側壁からと上下流からビデオ撮影により堤体の変形を捉えるとともに、破堤直前及び破堤実験直後の堤体材料の含水比を堤体材料のサンプリングし計測することとした。

表 4.1.3 実験ケース

	堤体材料	浸潤面の発達
Case1	5号砂	○
Case2-A	6号砂	×
Case2-B	6号砂	○
Case3-A	8号砂	×
Case3-B	8号砂	○

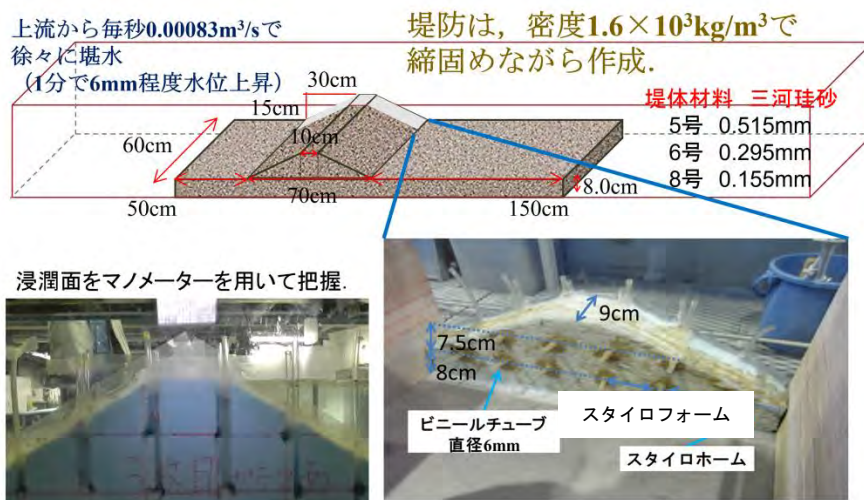


図 4.1.14 実験装置概要図

## (2) 実験結果

上述したように、4.1.3における実験2の結果を受け、図4.1.14に示した実験装置概要図の装置を利用し、図4.1.15に示すような状態で浸潤面を確認しながら、破堤を開始させ破堤過程を調べた。なお、その時の湿潤状態を堤防表層の含水比によって確認しており、図4.1.16の結果となっている。

### a) 堤体材料による越流破堤現象の違い

堤防の破堤過程は、越流水が堤防を切り込んでいくような下刻が進む時間帯と、下刻が進み拡幅が起こる時間帯とが存在する。その様子を示すため、図 4.1.17, 18 に切り欠き側の水路壁から読み取った堤防断面の変化と破堤口における堤防天端の下刻の様子と破堤口の横方向の広がり時間変化を示す。これらによると、本実験においても既往の知見と同様に、まず側方侵食を伴いながら先に下方侵食が卓越して進み、その後側方侵食が進む破堤過程が確認できる。また、壁面から撮影したビデオから作成した横断面のスケッチ（図 4.1.18）により、Case1, 2 と Case3 では異なる下方侵食形状が確認され、特に 8 号砂を堤体材料に用いた場合（Case3）ではなかなか天端付近の下方侵食が進まないことが確認された。その際下刻の過程で、ジェット流のような流れで法尻が先に掘れ残された河床が崩落するようなヘッドカットに近い現象も見られた。また、側方侵食はどの材料でも基本的に開口部の河床が下方に浸食されるのを受けながら進むが、材料が細くなるほど幅が狭いまま下方侵食が進み、破堤口の側岸の堤体がオーバーハングしたような状態で残り、下刻が進むと大きな土塊として崩れることが確認された（図 4.1.19）。なお、8 号砂の拡幅速度が遅いのは、粘着性による側方侵食の遅れだけでなく、下方浸食の進行が比較的遅いことが関係すると考えられる。

#### b) 浸潤面の発達状況による越流破堤現象の違い

実験では、どの材料でも浸潤面が法面へ到達すると小さな法崩れが起きたが、法面の変形が越流破堤過程に及ぼす影響は確認されなかった。ただし、6 号砂で作成した堤体（Case2）では浸潤面が法面に到達するか否かでわずかに破堤口の拡大過程、つまり側方侵食が起こる速度に若干違いがでており（図 4.1.18）、湿潤度の違いで崩落に変化が出て拡幅が遅れる結果となり、浸潤面の発達を受け法面の含水比が変化し粘着性が変化したことが考えられる。また、8 号砂で作成した堤体では側方侵食状況よりも下方侵食過程の差が顕著に起こり、浸潤面が法面に到達したケースとそうでないケースで進行速度が遅れる結果となった。特に浸潤面の発達が不十分なケースで先に法尻の材料が運ばれヘッドカットのような現象が見られた。これは、流水と接している部分は飽和状態となるが、透水係数が低い材料のため堤体内部に十分水分がしみこまず不飽和状態ができること、細粒材料は含水比が大きくなりすぎると泥濘化し侵食されやすくなることなどが関係し起こった可能性が高いと考えられる。

### (3) 破堤口拡大過程に関する堤体材料の影響に関する考察

上述した実験結果を受け、破堤口拡大過程について、堤体材料の大きさが特に問題になることが分かった。図 4.1.17, 18 から分かるように、少なくとも本実験スケールにおいては堤体材料の湿潤状態よりも堤体材料の違いによる下刻過程や拡幅時の河岸侵食状態の違いがより大きいことがわかる。また、湿潤状態は堤体材料が細かいほど重要になり、材

料の粘着性で破堤口の拡大速度が異なる。見かけの粘着性が高く容易に拡大しない粒径が細かい材料ほど、集中して下方侵食する結果となった。

上記の結果を考えると、破堤口拡大過程を数値解析にて描写するには、側方侵食を適切に再現するモデルが重要となるが、簡易的に解くのは難しく、現時点では地盤工学、水工学分野の課題となっている。

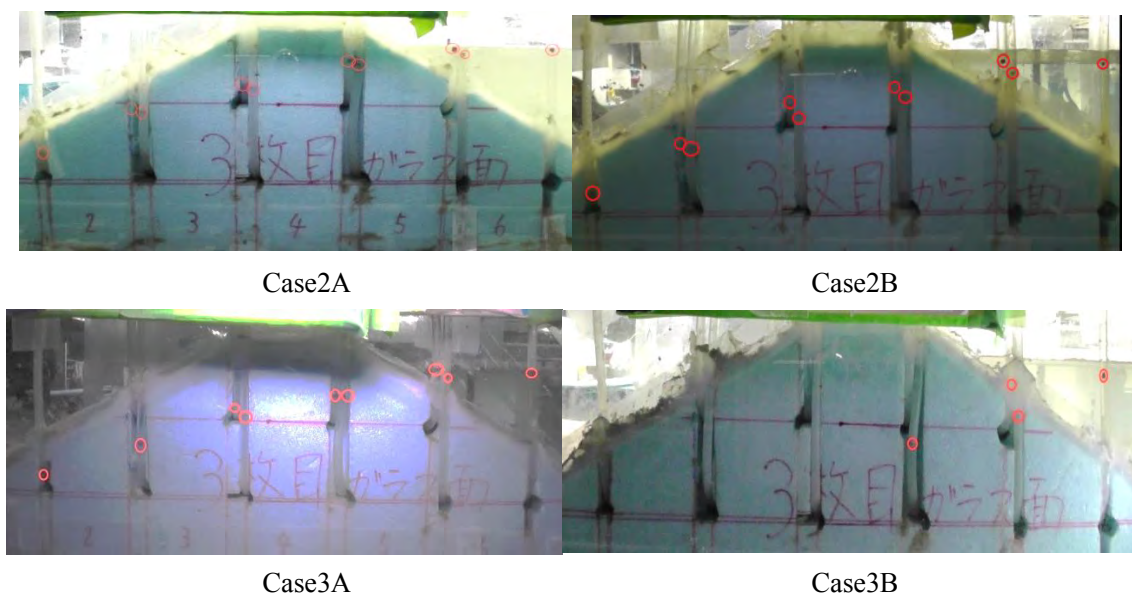


図 4.1.15 ケース 2, 3 における破堤直前の浸潤面の様子 (赤丸が水位)

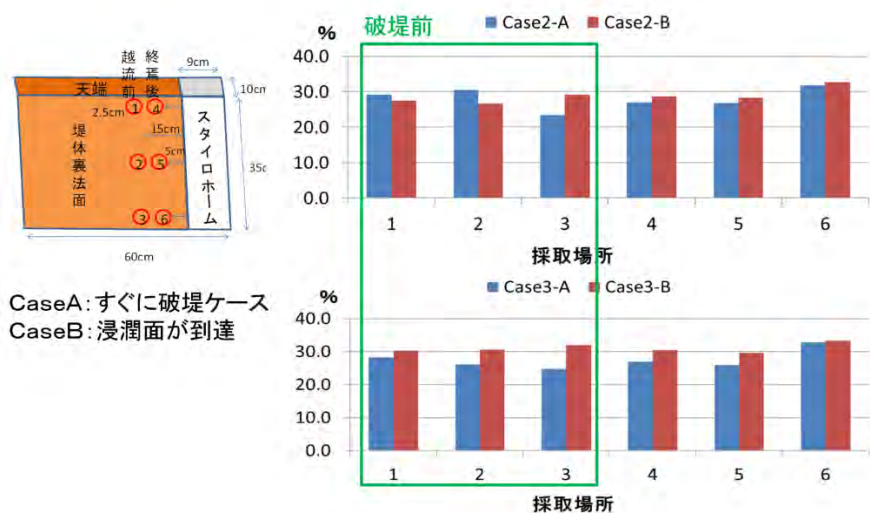


図 4.1.16 堤体材料の含水比の特徴

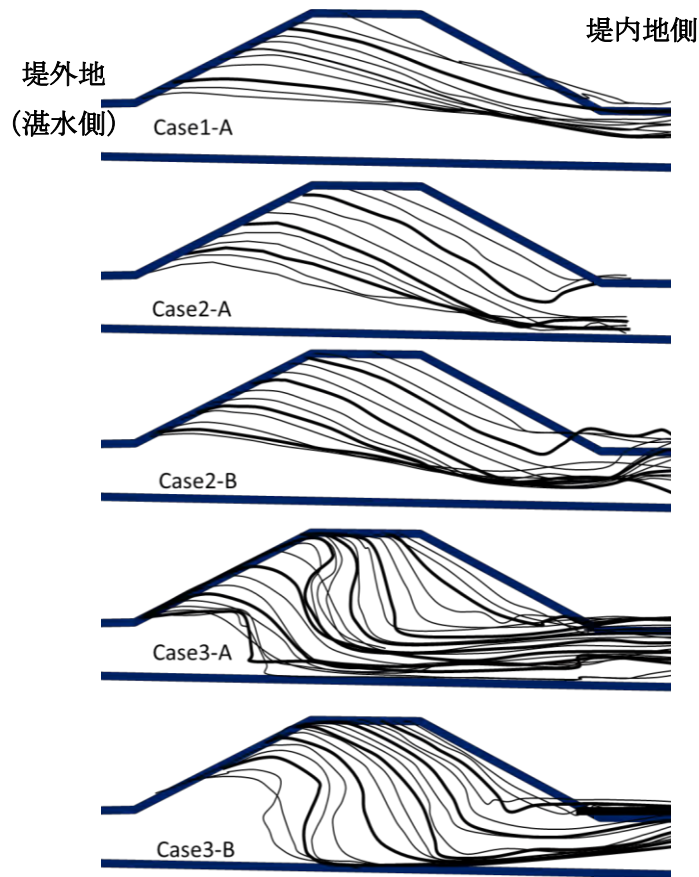


図 4.1.17 実験ケースごとの切り欠き部堤防断面変化 (10 秒ごと)

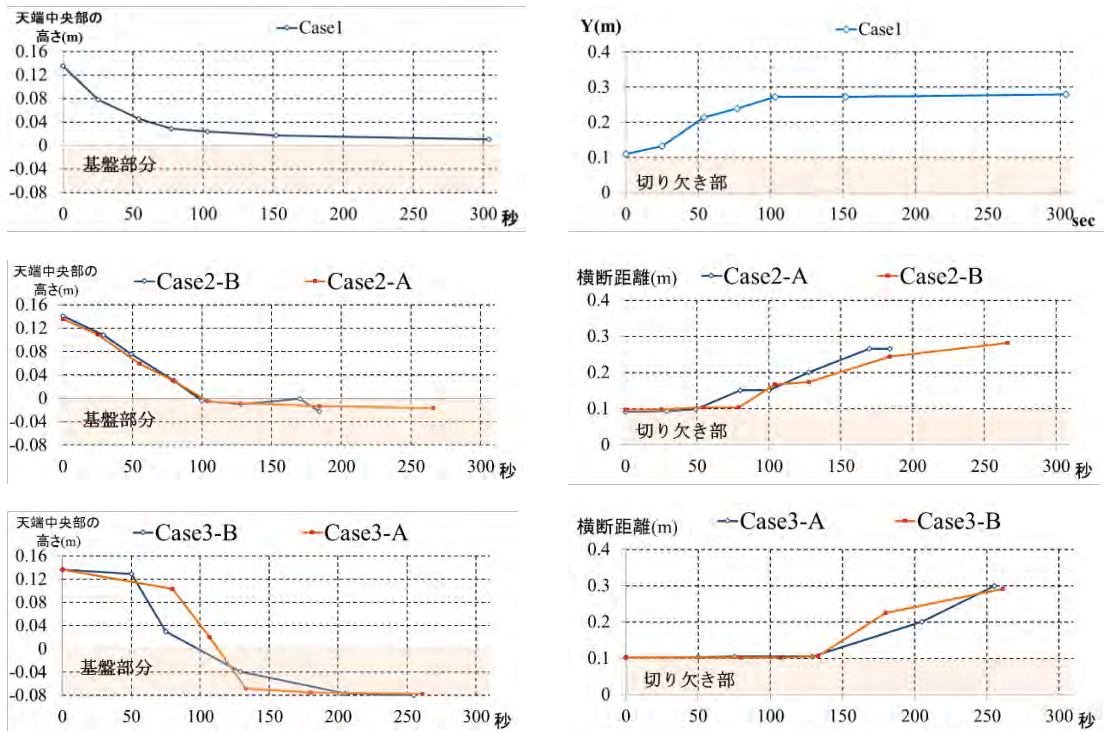


図 4.1.18 各ケースの下刻と破堤口拡大過程



図 4.1.19 8号砂の側方侵食状況（下流から臨む）

#### 4.1.5 河道特性が破堤現象に及ぼす影響の実験的検討

##### (1) 実験装置概要

ここまで、河川流の影響を受けない水路横断堤防を用いて、破堤要因や堤防条件が破堤口拡大過程に及ぼす影響を検討した。ここからは、堤防の変形や天端高の不足等何らかの破堤要因で越流が開始した状況を想定し、河道特性によって破堤過程に与える影響を検討することとした。そのために、これまでと同様の幅 60cm、長さ 19m の可変勾配水路に台形断面の河川区間と堤防、堤外地区間を設けて実験を行う。ここでは、法勾配 2 割、高さ 5cm ほどの堤防を縦断方向に設置し、破堤現象を再現する。その際、図 4.1.20 に示すように、実験区間の上下流は特に河川側の水路断面を確保するようにスタイロフォームで作成し、破堤実験を実施する際の実験区間 1m のみ堤防を 6 号砂で成形した。なお、河川に見立てた水路側に水を通水し、切り欠き部から破堤を試みる実験を実施する。

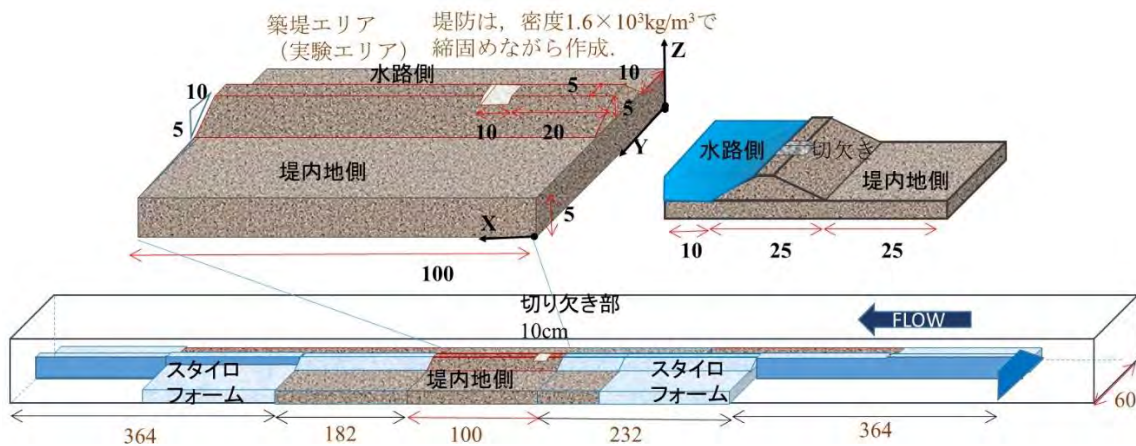


図 4.1.20 実験水路概要（単位：cm）



本実験では、水路勾配を 1/500 および 1/100 に変化させることにより、河道の流れ条件を変えた実験を行った。水路側の側壁から流水の様子を撮影し、破堤に伴う水位、河床高の変化を把握するとともに、水路上部からビデオ撮影した。さらには、破堤時の流れをおうため、上流部からおがくずを流しながら高速度カメラで水路上部から撮影し、破堤時の流れの状態を把握した。

## (2) 勾配で変化する河道条件について

### a) 対象水路条件における水位流量等の関係

ここでは、水路勾配  $I$  を 1/500 および 1/100 に変化させることにより、河道の流れ条件を変えた実験を行う。本実験前に、まず、築堤区間もスタイロフォームで作成した堤防を置き、台形断面の水路部に様々な流量を流し水位を把握することで水位—流量曲線を描き (図 4.1.21)、平均的な流れの特徴を調べる。また、ここから得られる水深と断面平均流速から水位とフルード数  $Fr$  の関係を図 4.1.22 に、さらには、水位と式 (4.1.1) から算出される無次元掃流力  $\tau_*$  の関係を図 4.1.23 に示す。ただし、ここでは簡易的に摩擦速度  $u_*$  は壁面を除いた潤辺長  $S$  から径深  $R$  を算出したものを用いて式 (4.1.2) で計算している。

まず、当然の結果だが、1/100 と 1/500 では同じ水位でも流量が倍近く違う値となっている。また、勾配 1/100 の流れはフルード数が高く 2cm 程度の水深になると射流になることがわかる。また、水位と無次元掃流力の関係から両ケースともにある程度の水深があがると砂が動く条件となることがわかるが、水深に対する値の変動が大きい。これは、勾配が急であれば、水深の変化が大きく掃流力の大きな差をよび、洗掘、堆積が起りやすい状況となりやすいことがわかった。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad (4.1.1)$$

$$u_* \equiv \sqrt{gRI} \quad (4.1.2)$$

ここに、 $g$  : 重力加速度,  $\sigma$  : 砂の密度,  $\rho$  : 水の密度,  $d$  : 河床材料粒径である。

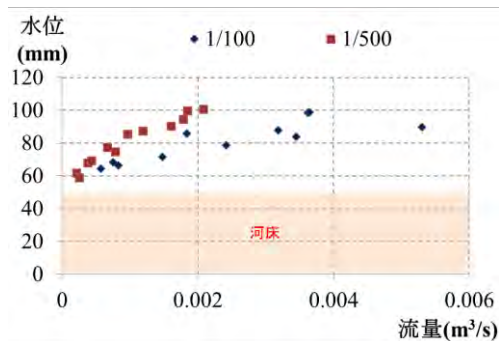


図 4.1.21 各勾配の水路流量曲線

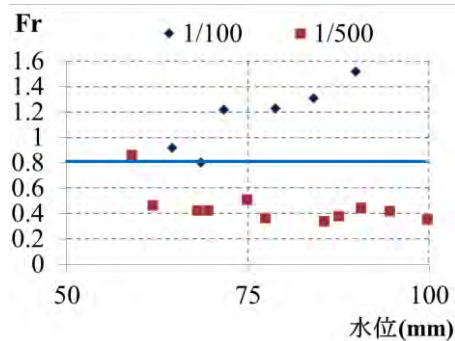


図 4.1.22 水位とフルード数の関係

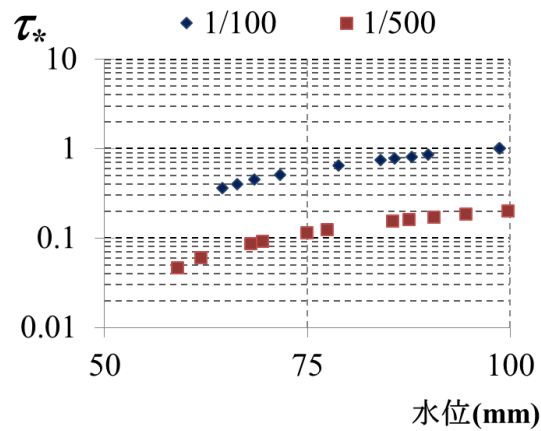


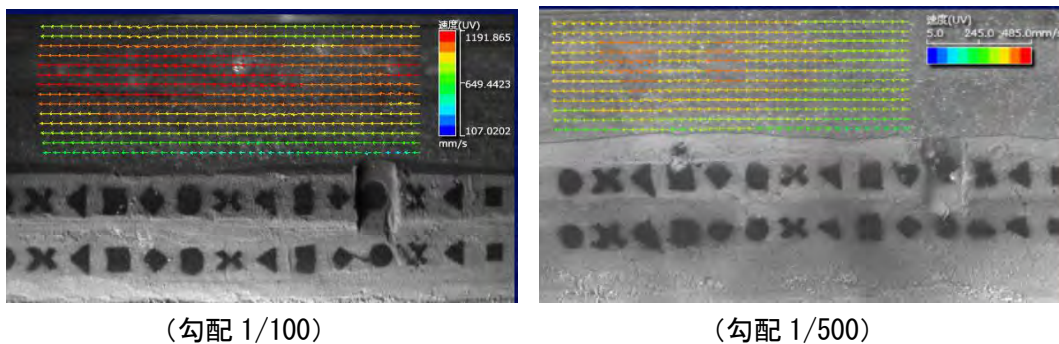
図 4.1.23 水位と無次元掃流力の関係

b) 破堤実験条件における流速分布特性の違い

次に事項の破堤実験を行う際の流量条件における流速分布等について示しておく。このあとの実験における水理条件は、表 4.1.4 で表すとおりである。このとき、破堤が起こるような水位条件であるが、流速は図 4.1.24, 25 に示すように勾配が異なるために大きく違っている。Case1 は射流、Case2 は常流となっている。また、両ケースともに河床材料が移動床状態となるが、特に 1/100 勾配の河床変動が活発で、河床低下が起こったため、上流の水路部の河床ができるだけ変化しないように土砂供給を行うことにした。

表 4.1.4 実験条件

	水路勾配	流量 (m <sup>3</sup> /s)	土砂供給
Case1	1/100	0.006	有
Case2	1/500	0.0025	無



(勾配 1/100)

(勾配 1/500)

図 4.1.24 表層流速平面分布

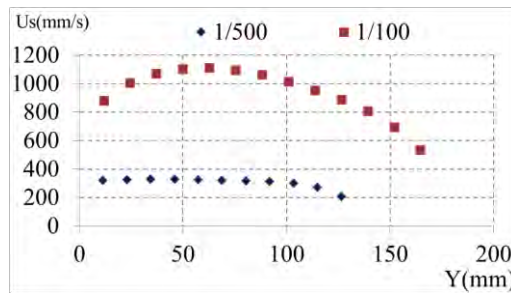
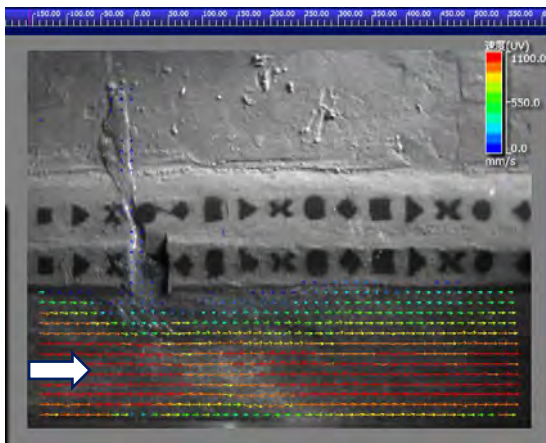


図 4.1.25 断面方向表層流速分布

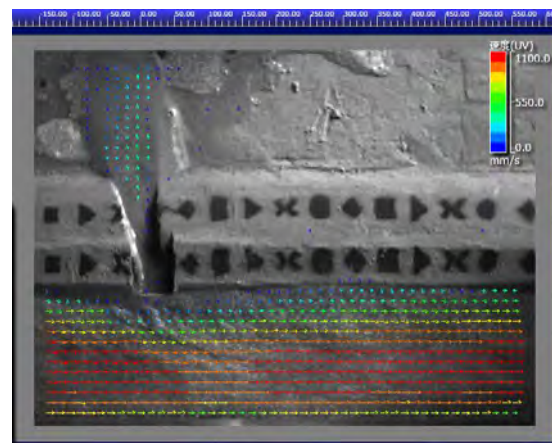
### (3) 破堤過程

4.1.5.2 (2) で示した実験条件を用いて、破堤実験を試みた。実験は二回以上行い、信頼性を確保するように努めたが、勾配 1/100 の条件については、特に切り欠きから水が漏れ始めて横方向に拡幅し始めるまで若干の差がでた。これは、堤防の侵食を防ぐための法面に吹き付けたスプレーの影響が均一でなかったことと、河床変動が活発に起こるため、水位が安定しにくく、かつ堤防法面の成型精度の影響が大きくてやすいことが要因と考えられる。ただし、破堤過程や見られた現象に違いはなかった。

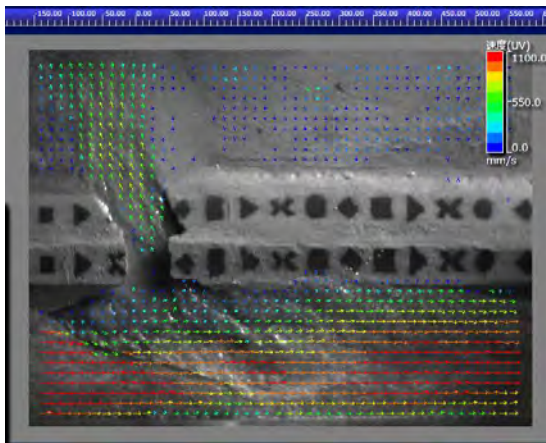
破堤過程は、既往の研究<sup>例えば, 14)</sup> やこれまで検討してきた越流破堤現象と同様な進行がみられた。まず、破堤口から水が流出するとともに堤防の下方侵食が進む。下方侵食がある程度進むと徐々に側方侵食が進み、下方侵食が止まるとともに大幅に側方侵食が進む。ただし、水流があるため、水路横断堤防でみられるような拡幅ではなく、水流の影響を受けた現象となった。各ケースの水路情報から見た様子とそのときの表層流速を PIV でとらえたものを合わせて図 4.1.26, 27 に示す。破堤初期には、水流が破堤口にぶつかり流れとは逆側、つまり河川にとって上流側に向いているのが分かる。また、Case1 と 2 では、初期段階の破堤口から排出される流れの向きが若干異なるとともに、破堤口の河道部分における水の回り込みの様子が大きく異なる。特に Case2 では、一度堤防に当たった流れが破堤口から流出する際に上流部へ向かうのが顕著であり、破堤口の拡大速度については遅い結果となった(図 4.1.28)。両ケースともに、拡幅位置は、下流側に伸びていくが、特徴的なのは、勾配 1/100 の Case1 については、複数回実験した際に何度も破堤口からの水の流出時に下流河道で土砂が堆積し、水位が上がり破堤口下流から水が溢水する現象がみられた。破堤開始直後は、表層の水塊が破堤口から持っていかれ、堤防の下刻が進むまでは破堤口高さと同越流水位の関係で流量が決まり、河川側の状況は水位しか関係しない状況で氾濫流量が決まる。この際、同じ氾濫流量がでる条件では、水位が同じでも河川流量、流速分布に対する影響はそれぞれ異なることは容易に想像できる。破堤時の水深、河床の変化を見てみると、図 4.1.29 のようになり、破堤により大きく流量が堤外地に流出することにより、Case2 では全体的に水位が下がるのに対し、Case1 では、破堤時に堤外地への水の流出により掃流力が下がることで堤防付近に堆積が起り、河床と水位の上昇が確認された。Case1 につい



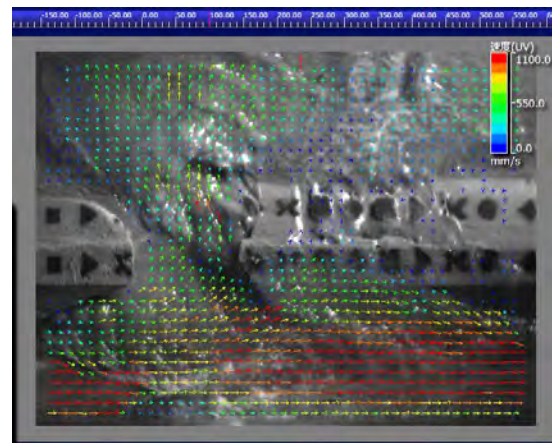
1s



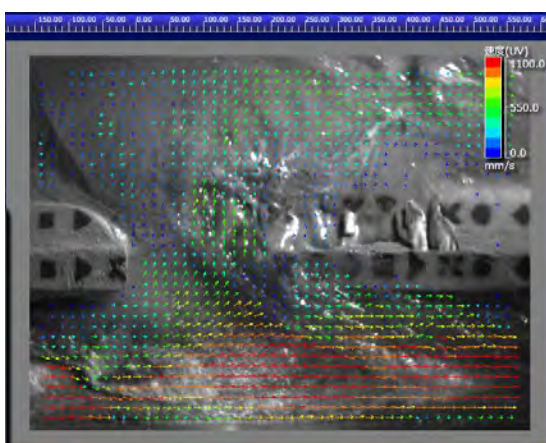
26s



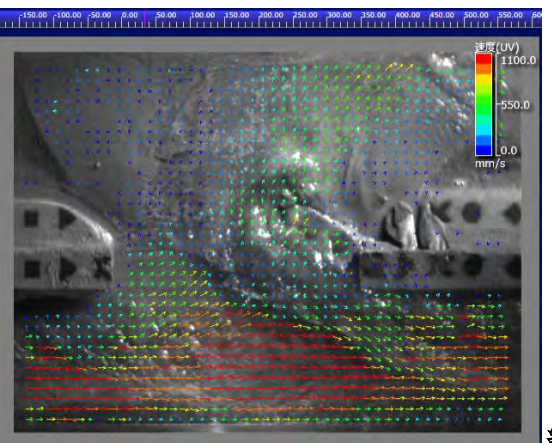
51s



61s



66s



約 71s

約

図 4.1.26-1 Case1 (1/100) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

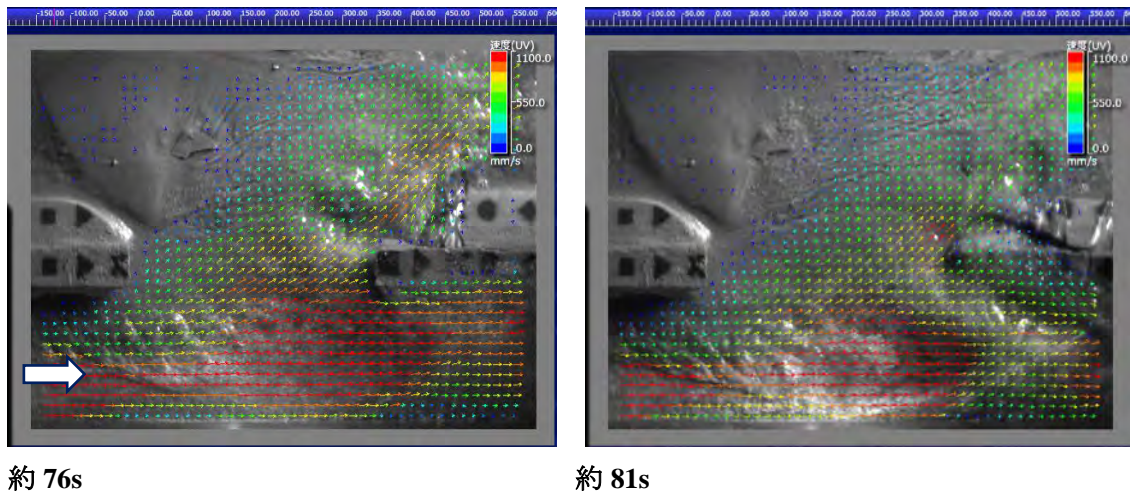


図 4. 1. 26-2 Case1 (1/100) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

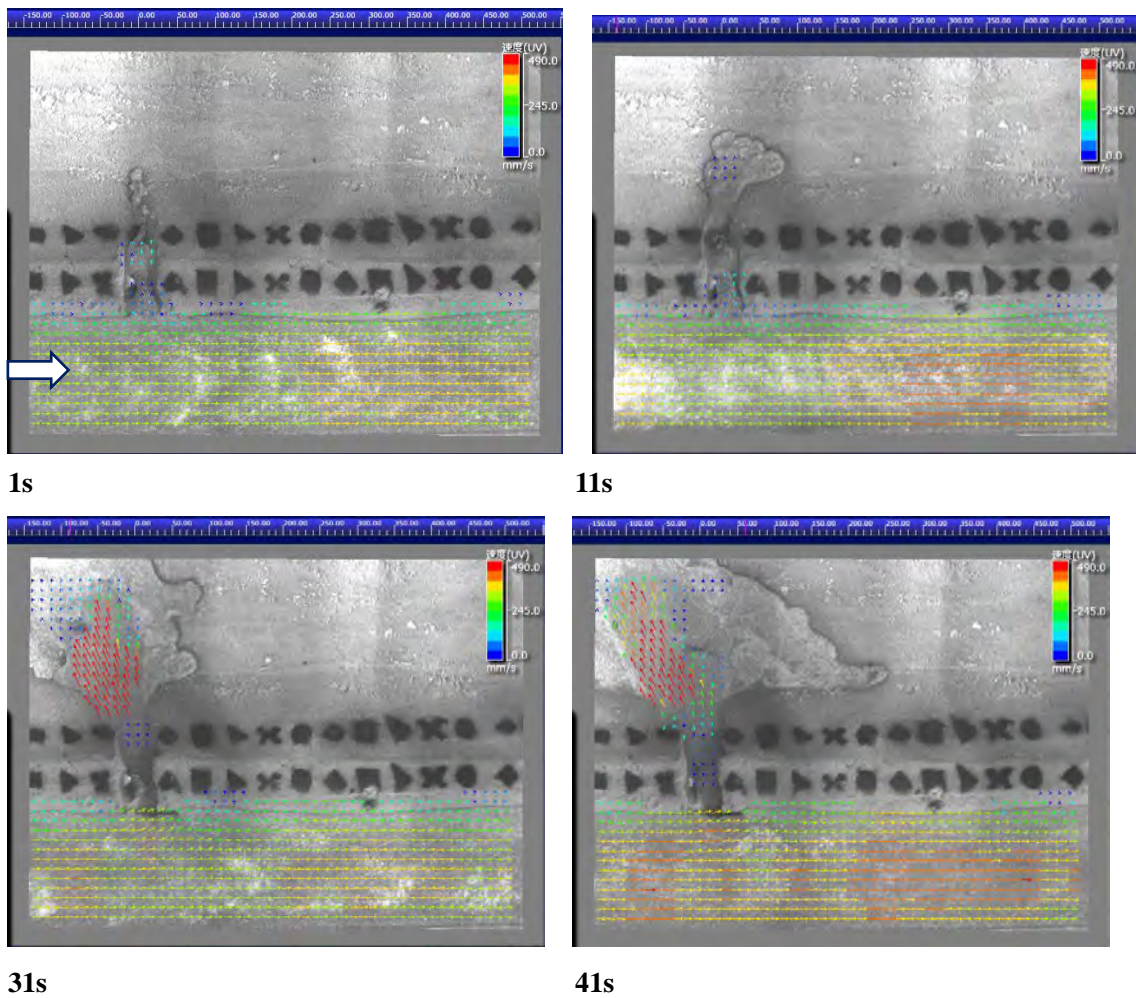
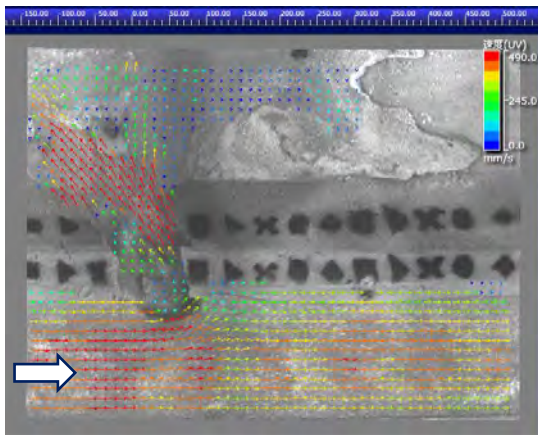
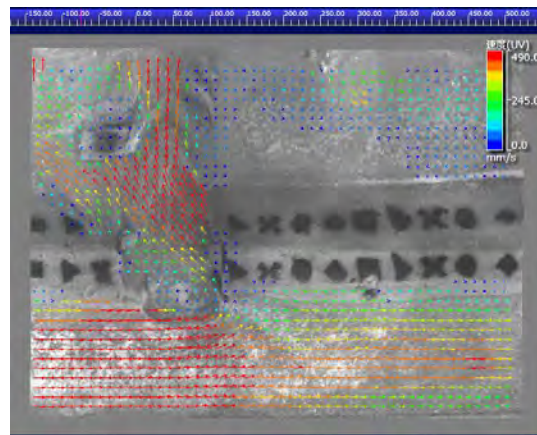


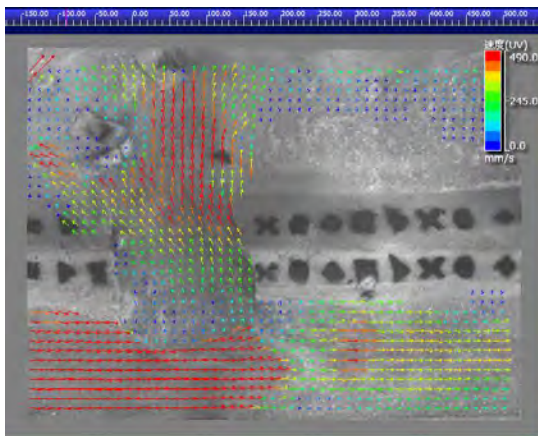
図 4. 1. 27-1 Case2 (1/500) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)



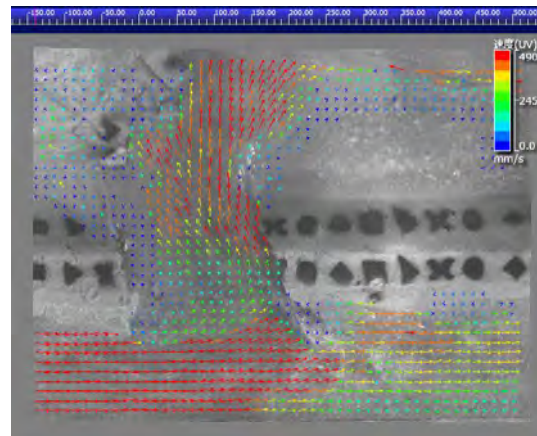
51s



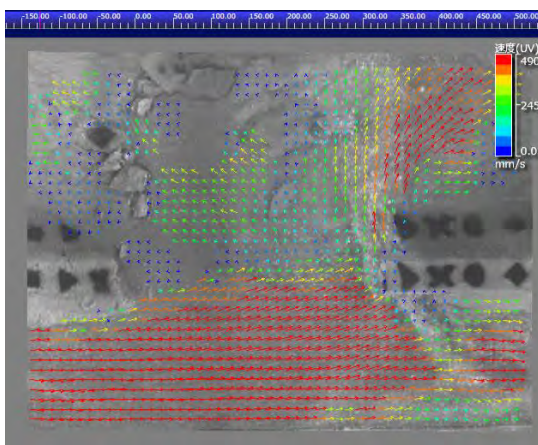
61s



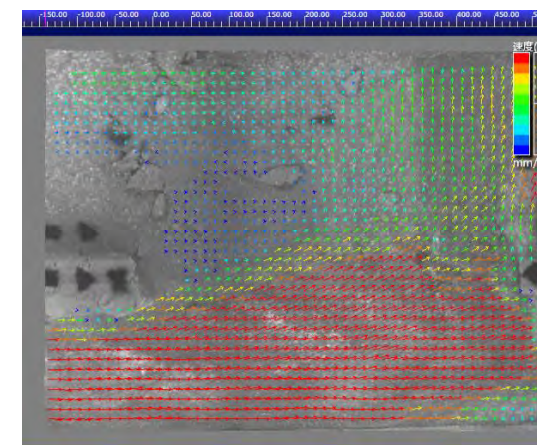
71s



81s



131s



180s

図 4.1.27-2 Case2 (1/500) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

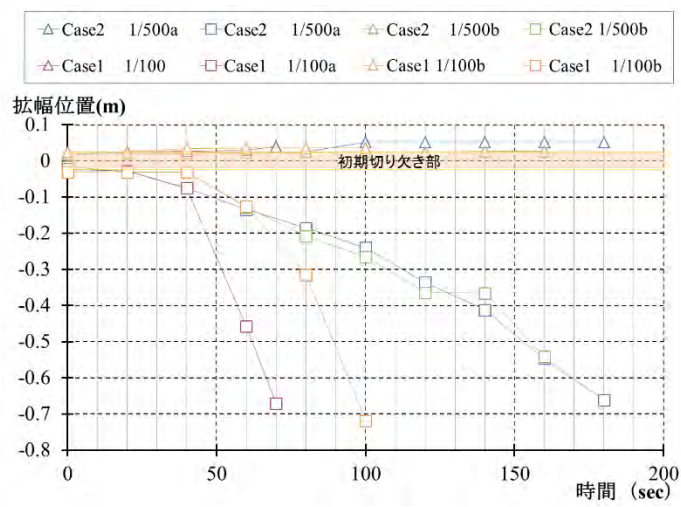
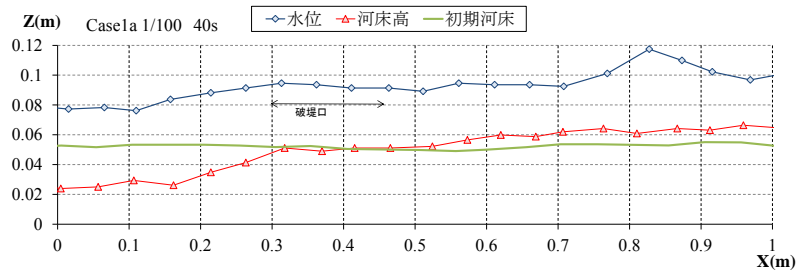
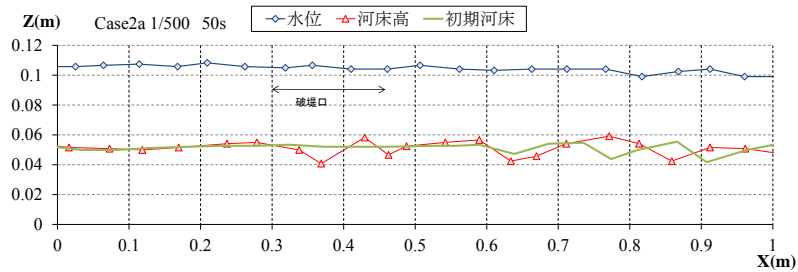


図 4.1.28 天端中央部における破堤口上下流位置の広がり

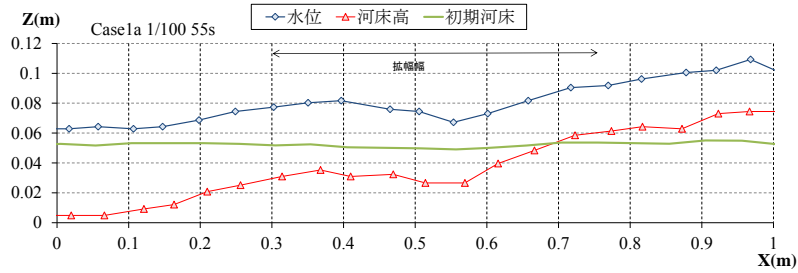


(Case1a)



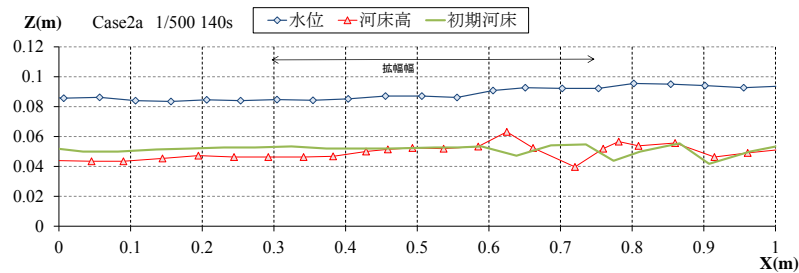
(Case2a)

図 4.1.29-1 破堤幅約 15cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化



(Case1a)

図 4.1.29-2 破堤幅約 25cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化



(Case2a)

図 4.1.29-3 破堤幅約 25cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化

では、さらに、破堤が始まるとともに、上流部水路で河床高、水位・河床の低下が確認される。上流部の河床低下は、破堤口の拡大し水路方向に流れが広がること、破堤口に向かって水位が低下し流れが加速することにより洗掘が進むことが要因と考えられる。

また、破堤口が拡大した後の状況も特徴的である。勾配が緩やかな Case2 については、破堤口下流端の残った堤防に流れがあたり、一瞬上流に振られる流れもみられるが、Case1 では河川側の河床が堆積していることなどもあり、Case2 より強い水流が堤内地でみられる。また、破堤後の拡幅過程では、両ケースともに破堤口の上流端に徐々に砂が堆積し、流心は下流側にシフトしていく。もともと流量が多く勾配が急な Case1 では流れがそのまま堤内地へ出ていき、Case2 はゆっくりと堤内地に流れ込み、一時的には上流側に二分した流れもみられる。河川側で起こる現象と堤内地が有するもとの勾配にも関係して氾濫現象が決まることが示唆される。

今回の実験は使用する水路の制約により河床が 0.1m、水面が 0.2m 程度の非常に狭い河道条件となった。破堤口の流心が下流へシフトする現象が見られ、実験エリア外に到達したため、実験エリアを縦断方向へ長くしていたら、その分下流へシフトしていく可能性が高く、破堤口の上流端から下流端までの幅は実験の継続時間で決まり、河川側の条件で決まらなかった可能性が高い。河道側の川幅を広くしていくと、この状況が変化するかは、本実験からは分からなかった。破堤口幅は、河川からの流出量を決めるという面でも重要な要素であるため、今後、どのような条件で決まりうるか、見当が必要だと考える。



#### 4.1.6 河川の幅が破堤現象に及ぼす数値解析的検討

##### (1) 解析による検討内容

ここまでに、要因から河道条件の影響まで様々な破堤現象を実験にて取り扱ってきた。ただし、河川を流下する中での破堤現象の検討は、実験水路条件の限界から、条件が限られてきた。そこで、以前から破堤現象を再現する際に使用してきた名古屋大学にて担当者らにより開発された NH2D 河床変動モデル<sup>8), 15)</sup>を用いて検討を行う。

検討のポイントは、4.1.5 で検討する際に見られた破堤幅と川幅の関係である。特に同じ水位、河道条件であれば、川幅が広くなることは河川を流れる流量が大きくなり、破堤口から流出する量は、破堤口と川幅の関係で決まる可能性が高い。本項ではこれについて検討を行う。

##### (2) 解析モデル概要<sup>15), 16)</sup>

本研究で用いる解析モデルは、流れの計算から得られる情報をもとに、河床変動計算を実施し、更新した河床条件のもとに流れの計算を解きなおす時間発展型のモデルである。

流れの計算では、(1)で示す運動方程式と連続式を連立させて解くために、水面高さに関するポアソン方程式の解を反映させる fractional step method (Ferziger and Peirc<sup>17)</sup>) による時間発展型解法を採用させたものである。すなわち、①運動量の輸送方程式中の水面勾配項を除く項を時間積分して仮の単位幅流量を得て、②これを連続式に代入して得られる水面高さに関するポアソン方程式を解くことにより水面高さを求め、③これをもとに単位幅流量を補正する。これにより各時間ステップでの単位幅流量と水面高さが得られることになる。こうした操作を時間発展させながら所定の回数だけ繰り返し、各量の時間変化が無くなった時点で定常解が得られたものと見なす。この際、セル境界での値はセル中心の値から内挿することになるが、本モデルでは Rhie and Chow<sup>18)</sup>の方法を用い、セル境界での質量フラックスに対して互いに打ち消しあう表現の異なる2つの水面勾配項を付加する。これにより、collocated grid に特有の振動解の発生を抑制する。一方、移流によって輸送される運動量成分は、QUICK scheme を用いて与える。

##### a) 水深方向平均流れの基礎方程式

表面流に関して水深平均された平面2次元流れの支配方程式はデカルト座標  $(x, y, z)$  を用いると次式のように表される。なお、河川流下方向、横断方向、鉛直方向を  $xyz$  軸とする。

・連続式

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \text{div} \mathbf{q} = 0 \quad (4.1.3)$$

・運動方程式

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \operatorname{div} \left( q_x \frac{\mathbf{q}}{h} - \frac{T_x}{\rho} \right) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \left( \frac{C_f}{h^2} + \frac{C_D}{h} \right) q_x |\mathbf{q}| \quad (4.1.4)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \operatorname{div} \left( q_y \frac{\mathbf{q}}{h} - \frac{T_y}{\rho} \right) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \left( \frac{C_f}{h^2} + \frac{C_D}{h} \right) q_y |\mathbf{q}| \quad (4.1.5)$$

ここで、 $t$ ：時間、 $(q_x, q_y)$ ：それぞれ $(x, y)$ 方向の単位幅流量、 $\mathbf{q}$ ：単位幅流量のベクトル、 $\zeta$ ：水面高さ（水位）、 $h$ ：水深、 $(\mathbf{T}_x, \mathbf{T}_y)$ ：乱流拡散による運動量フラックスのベクトル、 $g$ ：重力加速度、 $\rho$ ：水の密度、 $C_f$ ：河床抵抗係数である。

乱流拡散による運動量フラックスは、次のように渦動粘性係数 $\nu_T$ を用いて表現される。

$$\begin{aligned} T_{xx} &= \rho \nu_T h \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x}{h} \right) \\ T_{xy} = T_{yx} &= \rho \nu_T h \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_x}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_y}{h} \right) \right\} \\ T_{yy} &= \rho \nu_T h \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_y}{h} \right) \end{aligned} \quad (4.1.6)$$

渦動粘性係数は一次モデルとして、摩擦速度 $u_*$ と水深方向平均値 $h$ で算出される水深方向平均値を用いる。

$$\nu_T = \alpha u_* h \quad (4.1.7)$$

ここに、 $\alpha$ ：経験定数（=0.1）である。

#### b) 掃流砂を対象とした河床変動解析の基礎式

河床変動解析は、流れの解析から求まる摩擦速度と流向を参考に、流砂の連続式を用いて行う。

$$(1 - \rho_0) \frac{\partial z_b}{\partial t} = -\operatorname{div} \mathbf{q}_b \quad (4.1.8)$$

ここに、 $z_b$ ：河床高さ、 $\rho_0$ ：河床砂礫層の空隙率、 $\mathbf{q}_b$ ： $(q_{bx}, q_{by})$ 成分をもつ掃流砂量ベクトルであり、また、流砂量ベクトル $(q_{bx}, q_{by})$ は次式で与える。

$$\begin{aligned} q_{bx} &= q_b \cos \varphi \\ q_{by} &= q_b \sin \varphi \end{aligned} \quad (4.1.9)$$

ここに、 $q_b$ ：単位幅あたりの掃流砂量、 $\varphi$ ：流砂の方向角である。  
また、流砂量の算定は、式(4.1.10)の芦田・道上の式<sup>19)</sup>を用いる。

$$\begin{aligned} q_b &\equiv \frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} \\ &= 17\tau_*^{\frac{3}{2}} \left( 1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \left( 1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \end{aligned} \quad (4.1.10)$$

ここに、 $\tau_*$ ：無次元掃流力、 $\tau_{*c}$ ：無次元限界掃流力（岩垣の式）である。

セル境界における流砂量ベクトルは、次の考え方にに基づき算出される。

- 1) セル境界面それぞれにおける流量フラックスを求め、これらの大きさの比較から、縦断方向、または横断方向のどの面に対して、流れが卓越するかを定める。流れが卓越する方向のセル境界面については、流れの上流側のセル中心での流れの諸量（流速、水深、河床勾配など）をもとに、セル境界での流砂量を求める。流れが卓越しない方向のセル境界面については、セル境界での流れの緒量を内挿により得た後に、これを用いて、セル境界での流砂量を求める。
- 2) 流砂量の算定に用いる限界掃流力の算定については岩垣の式<sup>20)</sup>を用い、河床が傾いていることによる限界掃流力の減少効果を Lane<sup>21)</sup>の式によって与える。
- 3) 流砂量を流砂の運動方向に成分分けすることで流砂量ベクトルが得られる。ここで、流砂の運動方向角は、流線の法線方向を基本とし、河床が傾くことならびに流線の曲がりによる底面流速の流線の法線方向からの偏倚の効果について、それぞれ Englund<sup>22)</sup>、Nakagawa et al<sup>22)</sup>による方法で算定して補正する。

各時間ステップで、流れ場が解かれた後、式(4.1.10)により河床高さを更新する。ここで、河床勾配が砂礫の水中安息角を超えた場合には、その斜面が安定には存在できないものとし、河床勾配がほぼ水中安息角となるように、質量保存に注意して河床高さを補正する。なお、水面下でない河床については、表面張力に支えられる砂の最大傾斜角に保たれるとしている。

### (3) 解析ケースと結果

#### a) 解析結果と実験結果との比較

本解析では、勾配 1/500 の実験ケースについて、前述した解析モデルを用いて再現計算を試みるとともに、川幅を変化させた際の変化を検討する。なお、本モデルは既往の研究<sup>15)</sup>

において破堤現象の再現性を確認されたものである。解析結果を図 4.1.30 と図 4.1.31 に示すと、結果の一部を図 4.1.27 に示した今回の実験結果と差が生じていることがわかる。特に差が生じている点は、各時間の水域エリアと拡幅速度にある。水域エリアの差については、実験は水路で行っているのに対し解析はこの後の河川幅を変化させた検討のために、境界条件に壁面の設定をせずに流出を許していることが要因と考えられる。また、時間的な差は、実験では、拡幅までに差が生じないように、シリコンラッカー Sprey で法面被覆しているのに対し、解析ではその効果を入れなかったことなどにあると考えている。

実験では、破堤口下流端付近で流れが下に潜り込み堤防を削り、下流端がオーバーハングする状況があり、さらにそれによって破堤口から流出する流れが上流側へ向く傾向にあったにも関わらず解析では二次元解析ということもありその現象は再現ができなかった。ただし、最終的に実験で見られた下流へ流心が移っていく現象等は、再現ができたと考える。

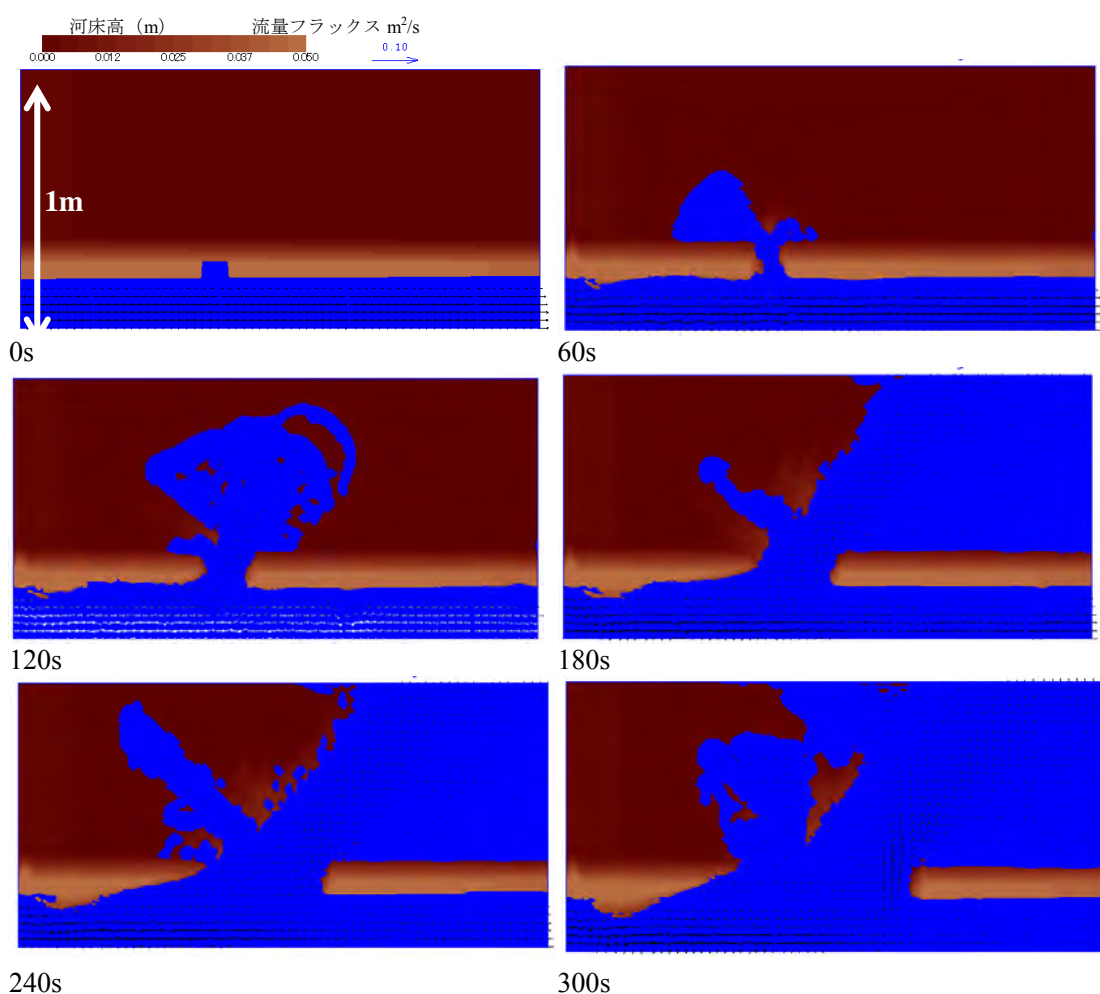


図 4.1.30 勾配 1/500, 川幅 0.1m 時 (実験 Case2 (1/500) と同条件) の河床コンターと水域, 流量フラックス

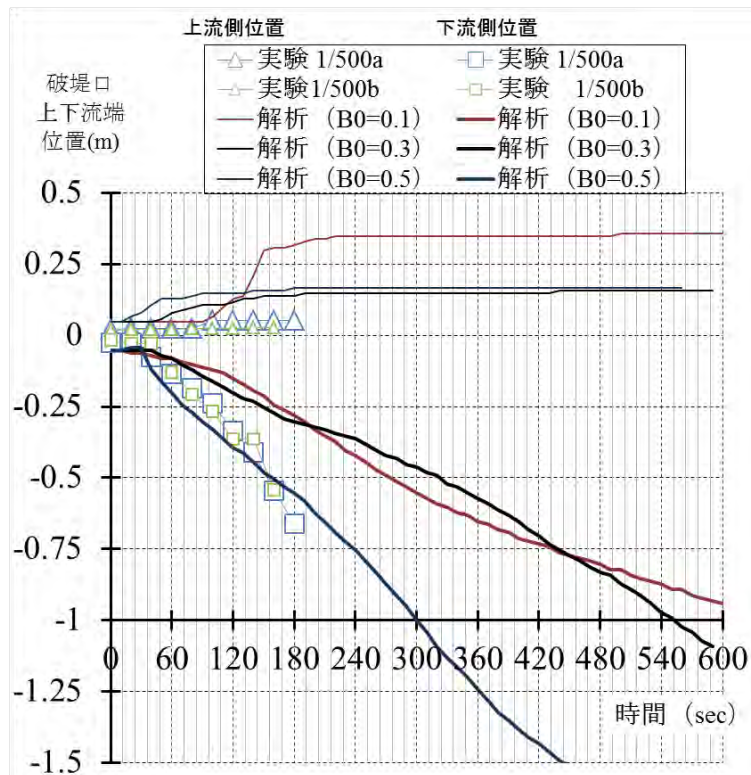


図 4. 1. 31 破堤口拡幅時間変化

表 4. 1. 5 解析条件

	計算領域幅(m)	計算領域長(m)	川幅(m)	流量(m <sup>3</sup> /s)
Case1	1.0	2.0	0.1	0.0028
Case2	1.2	4.0	0.3	0.0070
Case3	1.4	4.0	0.5	0.0130

※川幅は水路部分の堤防法面以外の移動床部分の幅

なお、開口幅の時間変化については、例えば、今回河床間隙率を 0.35 で設定していたものを上げたり、流砂量式で用いている係数を大きくしたりすると実験結果にフィットすることを確認している。これらの係数は、実現象の再現の際に調整すべきものであるため、使用する砂などの状況により検討が必要になると考える。ただし、これ以降の検討はこのような調整は行わず、通常値を用いて検討する。

#### b) 川幅の違いが破堤口幅に及ぼす影響

本解析では、4.1.5 の勾配 1/500 の実験ケースをベースに、川幅を変化させ、拡幅幅へ及ぼす影響を考える。この比較では、堤防高さ等堤防条件は一定とし川幅を変更させ、水深をできるだけ実験ケースの再現計算の条件に合わせるように流量を決めて表 4. 1. 5 のように設定した。このうち、Case の結果を図 4. 1. 32, 33 に例示する。

図 4.1.31 に示す破堤口部の時間変化からもわかるように、川幅を広げると、初期の切欠き部で下刻が進み、破堤幅が拡大するまでの時間は速くなっている。今回の比較は、初期水位を併せているため川幅に応じ河道にはそれなりの流量が流れているため、堤内地に流出し河道内の流量が減少する影響としての河川水位の低減が異なってくる。そのため、川幅が大きいほど初期段階で河道内の水位は下がらず、多くの流量を流出させる。最終的には多くの流量が破堤口から流出するために、破堤口拡大速度は途中から川幅の違いによる変化が現れる結果となった。

実験と同じ川幅である 0.1m のケースでは、図 4.1.34 の流線図からもわかるように、最終的にはほとんどの流量が破堤部から流出するが、川幅が異なるケースでは同じ開口幅の時点では、一部の流量が破堤口から流出するのみとなっている。幅に対する流量はおおよそ同じと考えられるため、幅が広いケースでも破堤口の拡幅がさらに進むとすべての流量が流出するかどうかポイントとなるが、図 4.1.35 に示すように、拡幅が進むと、最終的には川幅が広い分の流量が流出する結果となることを確認している。

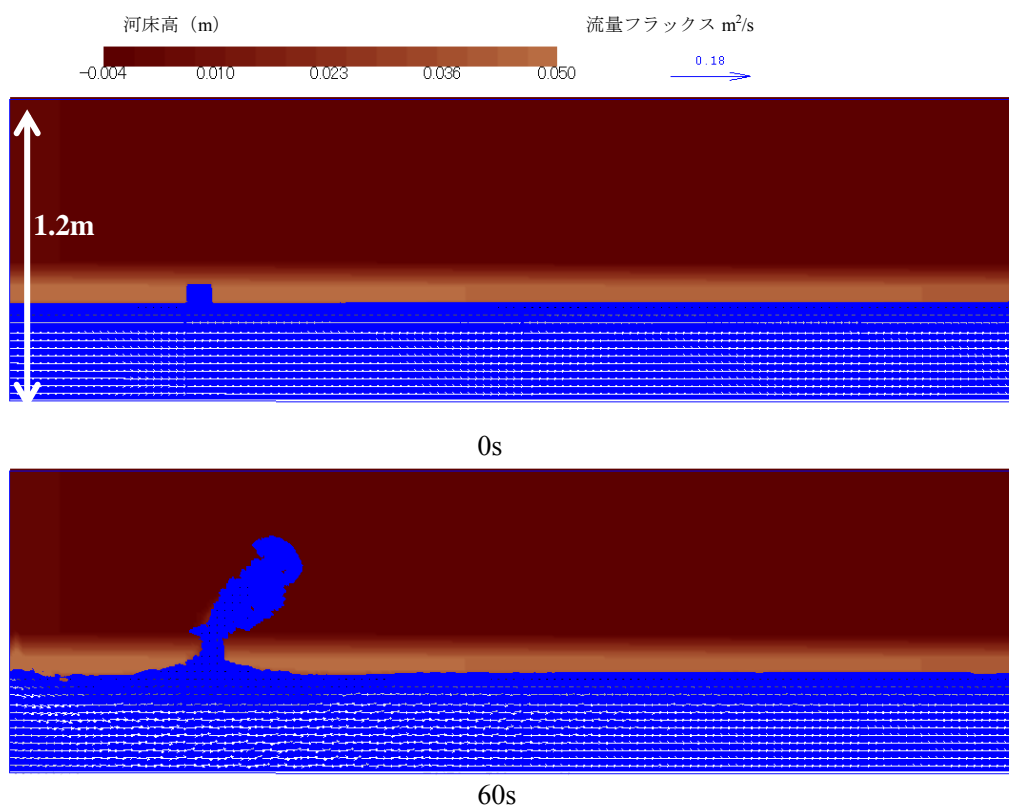
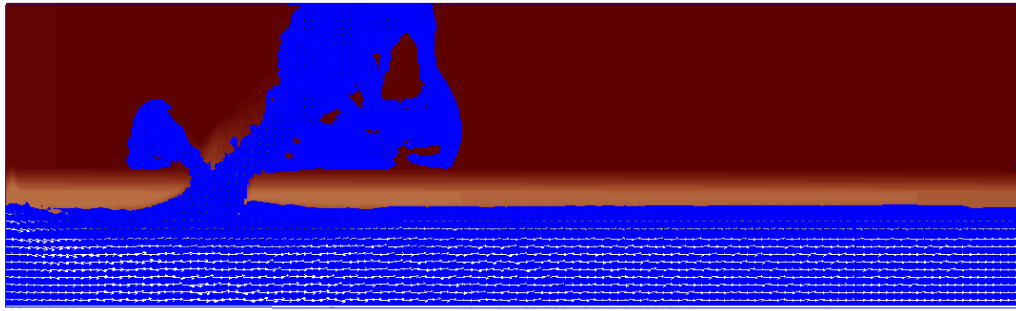
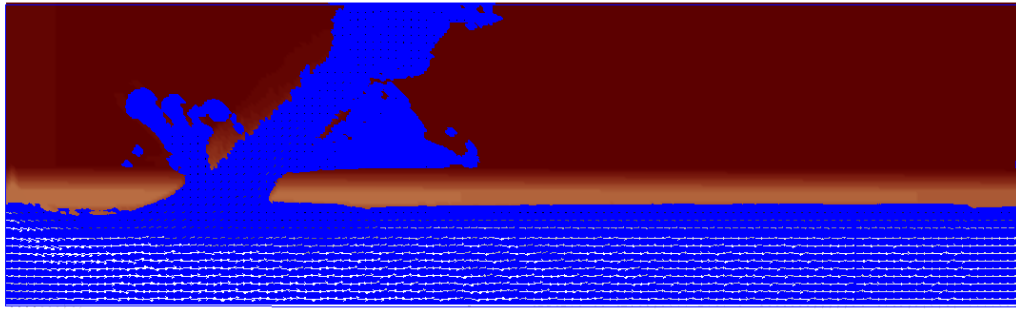


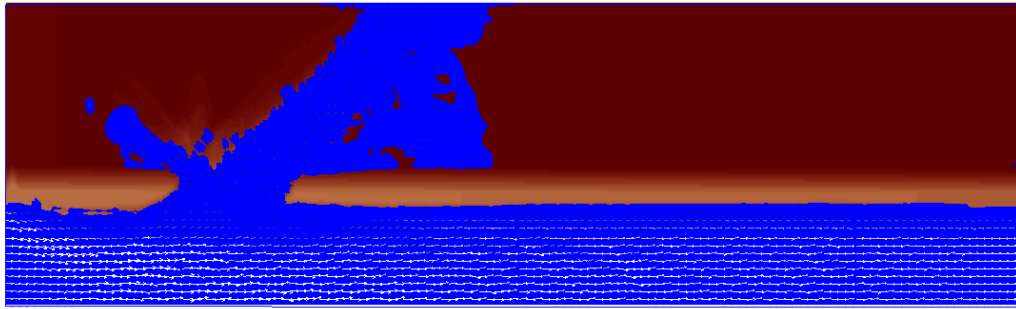
図 4.1.32-1 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス



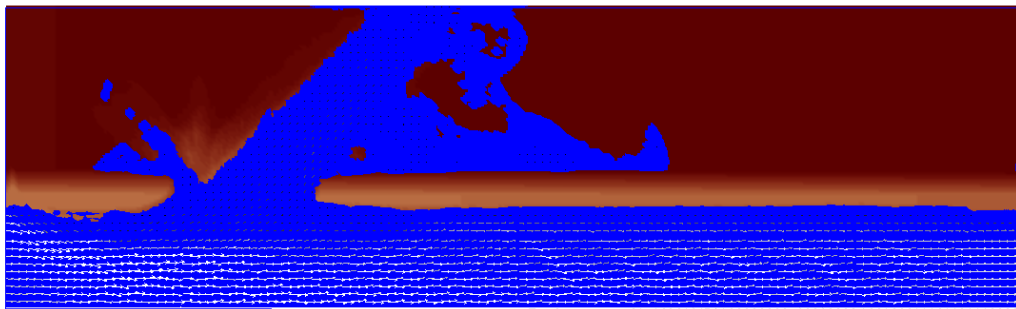
120s



180s



240s



300s

図 4.1.32-2 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス

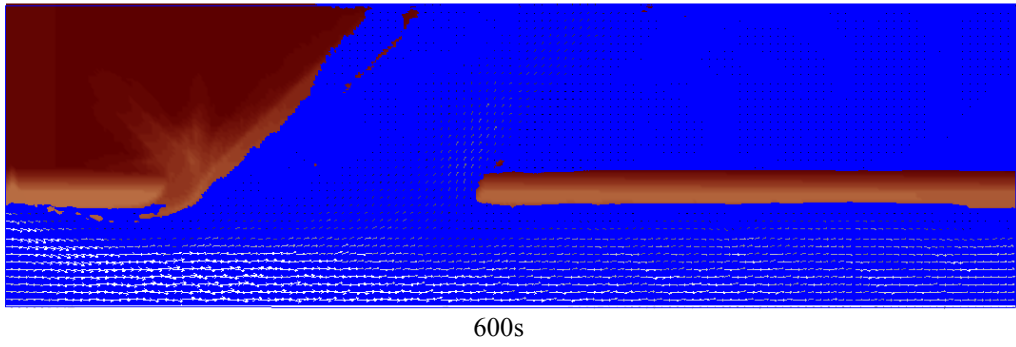


図 4. 1. 32-3 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス

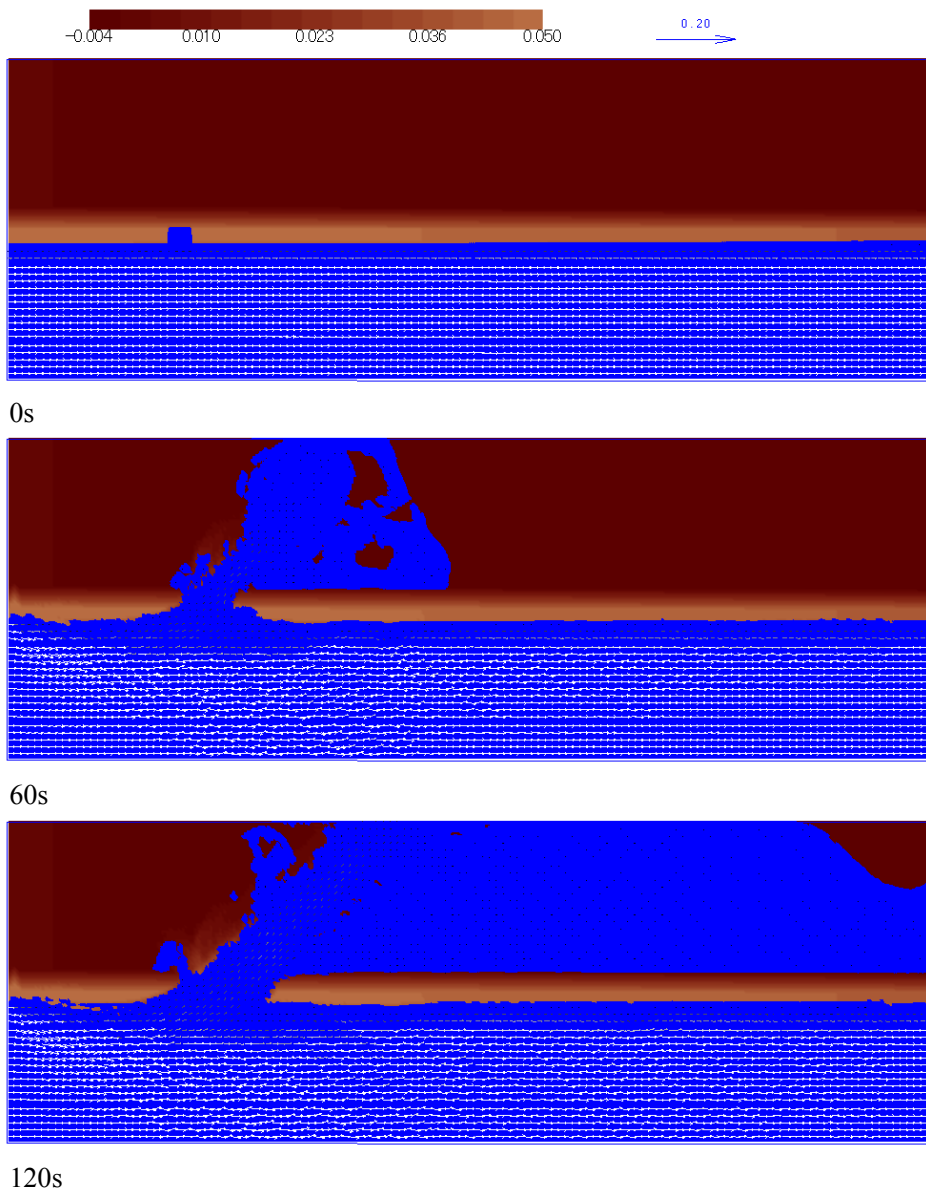
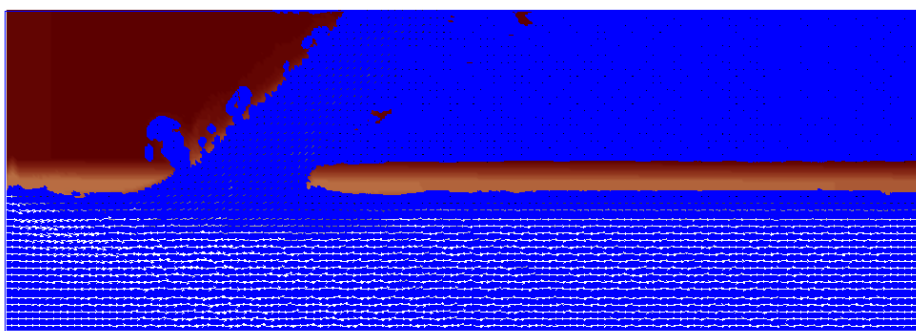
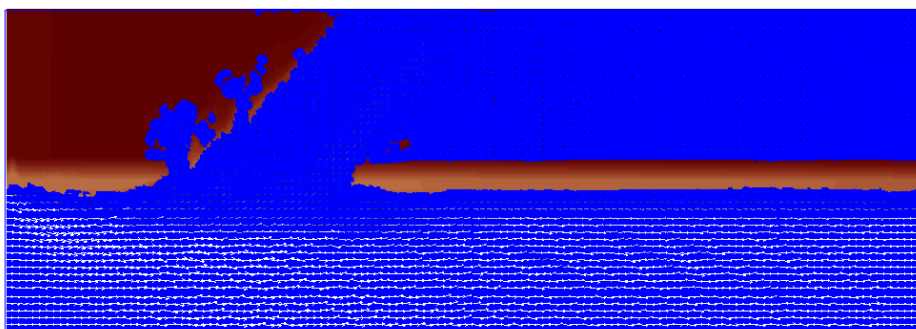


図 4. 1. 33-1 勾配 1/500, 川幅 0.5m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス

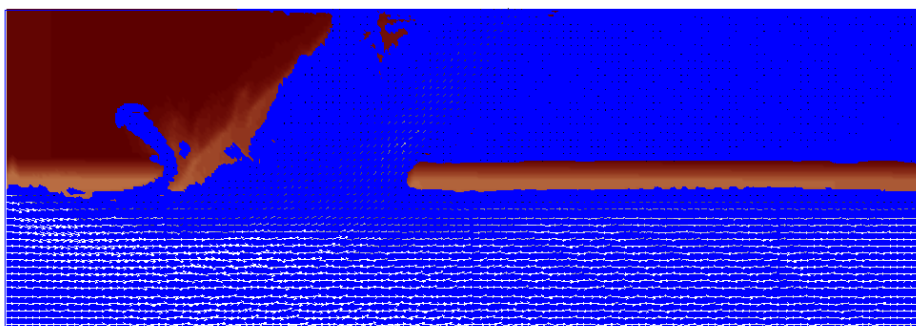




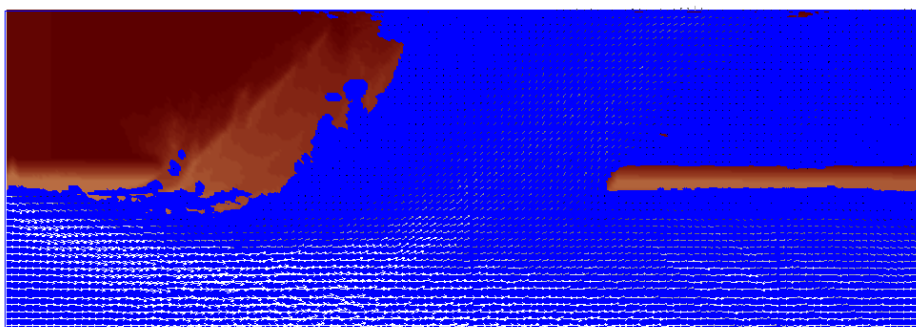
180s



240s

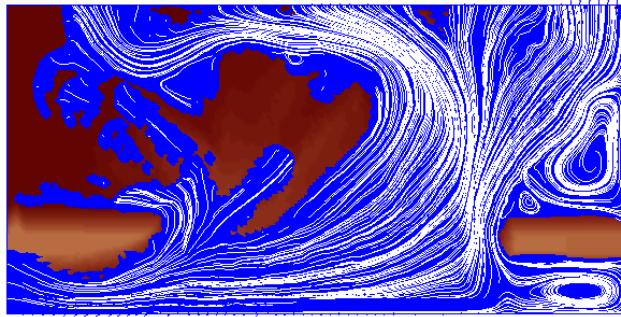


300s

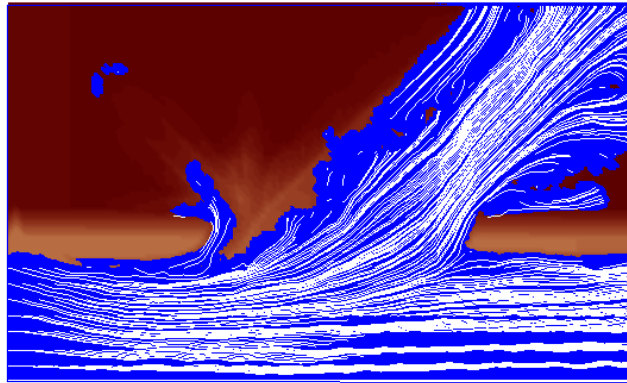


600s

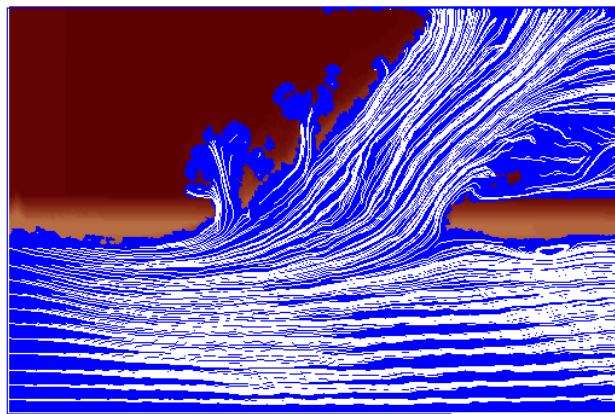
図 4.1.33-2 勾配 1/500, 川幅 0.5m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス



勾配 1/500, 川幅 0.1m 540s 後

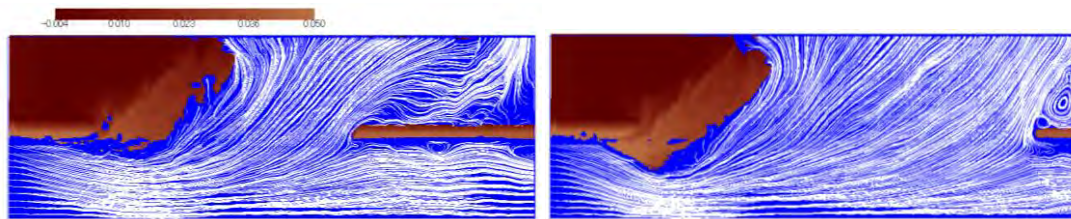


勾配 1/500, 川幅 0.3m 420s 後



勾配 1/500, 川幅 0.5m 240s 後

図 4. 1. 34 同程度の開口幅時の状況（白線は流線）



600s 流線

1200s 流線

図 4. 1. 35 川幅 0.5m の際の 600s 後および 1200s 後の流線

#### 4.1.7 結論

本節は、越流破堤に着目し、河道条件や堤防条件が破堤現象に及ぼす影響を検討した。複数の検討により少なくとも以下のことがいえる。

- ・破堤事例を調べたところ、河川がもつ条件により破堤にいたる要因が異なることがわかった。物理的水位が堤防高を超える現象はどの河川でも起こりうるが、近年の堤防整備状況の下では、河川勾配が緩やかな河川では浸透流を要因とした破堤、河川勾配が急な河川では洗掘・侵食を要因とした破堤が起こっていることが分かった。
- ・水路横断堤防を用いて浸透破堤と切り欠きによる越流破堤の実験を行った結果、要因が異なると越流前に起こる堤防の変形状態が異なるため、溢水から破堤口の横方向の拡大にいたるまでの初期に起こる現象が異なる結果となった。
- ・水路横断堤防を用いて堤体の被覆状態による影響を調べたところ、被覆場所によって破堤過程や破堤の進行速度に差が現れる結果となった。
- ・堤体材料が異なる水路横断堤防を用いて堤体材料の影響および浸潤面の発達の有無の破堤現象へ及ぼす影響を調べた。その結果、堤防の湿潤状態は、粒径によって多少破堤口の拡幅速度等に違いはでるものの、表流水が卓越する破堤過程にはそれほど大きく影響せず、むしろ、堤体材料の粒径の細かさが、破堤時の堤防の下方侵食（下刻）速度、および側方侵食過程に大きな影響を与えることが分かった。
- ・実際の河川流を想定し、水路縦断堤防を作成し水路部分に水を流し、破堤口の拡大過程を調べたところ、勾配の違いにより破堤の進行速度が大きく異なることが分かった。また、破堤口から流出する水の勢いが大きく異なり、破堤口から流出する方向が勾配により若干異なることが分かった。
- ・川幅を変化させたケースで破堤口拡大過程の解析を実施したところ、破堤開始し、流量がある程度流れ出した後は拡幅速度が異なり。特に、川幅が大きくなればなるほど河川流量が多いため、より多くの流量を出すような破堤口が形成されることが分かった。

上記のように本研究で調べてきた越流破堤現象は、破堤口からの氾濫流量の見積もりにかかわる重要な要素、破堤の進行を考える上で重要な要素を調べるものであった。結果として、破堤要因は特に越流破堤前の堤防形状を変化させるため、破堤初期の現象を大きく変え破堤幅に対する氾濫流量を増加させる可能性が高い、また、堤防の被覆状態は完全に破堤するまでの時間を稼ぐ可能性が高いことが分かった。ただし、破堤後の現象は河道特性が大きくかかわるため、河川に近い堤内地の氾濫対策の際にはそれを考慮する必要がある。

最初に掲げたりサーチマップ（図 4.1.1）のように、現在の堤防を維持管理する上で、危険個所把握のための調査や決壊可能性を把握するための調査が必要である。しかし、最初の事例でも示したように、河道の条件により要因となりうる現象が異なるため、調査項目

や注意する点は異なって当然でありそれを踏まえた堤防整備，調査等が必要となる。また，溢水の可能性はどの河川でもあり，樹林化が進む河道では，堤体自身日々点検するのと同様に，想定されている流量の妨げるになり，かつ，偏流を引き起こし，河岸侵食を助長させる可能性が高い樹木の管理が必要になるなど河川側の維持管理が重要と言える。また，河岸侵食災害も堤防を直接削る可能性があるため，河道動態の変化を適切に評価し，侵食対策を適宜行っていく必要がある。まず，こうした重点的な対策要素を明らかにしたうえで，堤防や河道の整備に努める必要があり，さらには近年の破堤リスク増加を踏まえ，氾濫時の対策として，河道および氾濫原の状況を踏まえた対策が必要となると言える。本研究では，すべてを網羅した研究を進めることはできなかったが，越流破堤現象を決める重要な要素の抽出まではできたと考える。低平地災害を考える際には，溢水と浸透のリスクが高く，かつ浸透破堤の場合は堤防が最初に変形している可能性が高いためいっきに大量の水が氾濫原を襲う可能性が高い。そのため，浸透対策を万全にとる必要がある。また，一度あふれ出した水は破堤口を時々刻々と変化させる。最終的に河川流量相当のものが氾濫原へ流出する可能性が高いため，破堤口の拡大を抑える方策を見出すのも重要であると考えられる。

最後に，本研究で得られた破堤口拡幅過程に重要な要素は解析で必ずしも再現できるわけではない。そのため，粘着性を考慮した河岸侵食モデルや被覆状況の適切なモデル化など要素を忠実に再現できる解析モデルの構築が研究的な課題であると言える。

#### 4.1の参考文献

- 1) 河川部会堤防 WG(代表：服部敦)・堤防小委員会浸食,浸透破壊,洗掘 WG(代表：前田健一)：河川堤防の効率的補強に関する技術的課題とその取り組みの方向性，河川技術論文集，第 21 巻，pp.367-372，2015.
- 2) 特集 土に潜む落とし穴「健全な堤体の下に潜む水の道」，日経コンストラクション，pp.33-35，2011.
- 3) 小高 猛司，板橋 一雄，中島 康介，牧田 祐輝，李 圭太，上村 俊英，坪田 邦治，加藤 雅也，河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察地盤工学ジャーナル，Vol. 5，No. 2，193-205，2010.
- 4) 杉井俊夫，前田健一，斎藤秀樹，小林剛，尾畑功：EPS 盛土を使った堤体横断面の表面波探査，河川技術論文集，第 18 巻，pp. 315-321，2012.
- 5) 小林剛，前田健一，柴田賢：不飽和堤防の急速浸潤化に伴う間隙空気の挙動と比抵抗モニタリングによる可視化，河川技術論文集，第 18 巻，pp.293-298，2012.
- 6) 島田友典，渡邊康玄，横山洋，辻珠希：千代田実験水路における横断堤越水破堤実験，水工学論文集，第 53 巻，pp. 871-876，2009.

- 7) 辻本哲郎, 田代喬, Md.Serazul ISLAM, 吉池朋洋 : 小規模実験による破堤に及ぼす河床高の影響検討 - 天井川区間の破堤災害のリスク -, 河川技術論文集, 第 18 巻, pp.381-386, 2012.
- 8) 辻本哲郎・鷺見哲也・寺本敦子・前田和 : 破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp.121-126, 2005.
- 9) Creager, W. P. , Justin, J. D., and Hinds, J. : Engineering for Dams, Vol.III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, Inc., N.Y., pp.645~649, 1945.
- 10) 国土交通省中部地方整備局河川部 : 台風 15 号による庄内川の出水状況 (速報版), 平成 23 年 9 月 23 日版
- 11) 愛知県河川整備計画流域委員会 : 第 40 回愛知県河川整備計画流域委員会資料「庄内川上流圏域」, 平成 24 年 2 月 2 日
- 12) 本間仁, 安芸皓一 : 物部水理学, pp.430-463, 岩波書店, 1962.
- 13) Shepard, F. P. and Inman, D. L. : Nearshore water circulation related to bottom topography and wave refraction, *Trans. AGU.*, Vol.31, No.2, 1950.
- 14) 本間仁, 安芸皓一 :物部水理学, 第 47 回地盤工学会研究発表会講演集, 八戸市, CD-ROM, 2012.
- 15) 辻本哲郎, 北村忠紀, 岸本雅彦 : 砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理, 河川技術論文集, 第 8 巻, pp.31-36, 2002.
- 16) A. Pornprommin, A. Teramoto, N. Izumi, T. Kitamura, T. Tsujimoto (2002) : Numerical simulation of bar formation in straight channels by the NHSED2D model, *J. Applied Mech.*, JSCE, pp.629-938
- 17) Ferziger, J. H. and Peirc, M., Computational method for fluid dynamics, Springer, 1997.
- 18) Rhie, C. M. and Chow, W. L. : A numerical study of the turbulent flow past an isolated airfoil with trailing edge separation, *AIAA J.*, 21, pp.1525-1532, 1983.
- 19) 芦田和男, 道上直規 : 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, pp.95-69, 1972.
- 20) 岩垣雄一 : 限界掃流力に関する基礎的研究, 土木学会論文集,第 41 号, 1956.
- 21) Lane, E. W. : Design of stable channels, *Trans. ASCE*, Vol.120, pp.1234-1260, 1955.
- 22) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends, *J.Hydr.Div.*, ASCE, 100, pp.1631-1648, 1974.
- 23) H. Nakagawa, T. Tsujimoto, S. Murakami : Non-equilibrium bed load along side bank, *Proc.3rd Int. Sym. River Sedimentation*, Jackson, Mississippi, USA, pp.1029-1065, 1986.

## 4.2 沖積低平地における軟弱地盤の海溝型地震時の変状予測（研究担当者：小高猛司，崔 瑛）

### 4.2.1 はじめに

2011年東日本大震災では、利根川流域の旧河道の埋め立て地や東京湾岸の比較的若齢の埋立地で液状化の被害が顕著であった<sup>1)</sup>が、南海トラフ地震においても同種の被災が懸念される。本節では、南海トラフ地震時を想定し、粘性土と砂質土が互層で堆積する沖積低平地の軟弱地盤の海溝型巨大地震時の危険度評価ならびに変状予測を行う。具体的には、木曾川河口域の旧河道埋立地において、ボーリングによる地盤調査と不攪乱試料のサンプリング、またサンプリング試料を用いた室内土質試験を実施した。さらに、その結果を用いた簡易液状化判定、ならびに有効応力液状化解析による変状予測を実施した。

### 4.2.2 地盤調査

木曾川下流域の旧河道埋立地においてボーリング調査を実施するとともに、不攪乱試料のサンプリングを行った。ボーリング調査位置を図4.2.1に示す。また、柱状図ならびに標準貫入試験とPS検層結果を図4.2.2に示す。

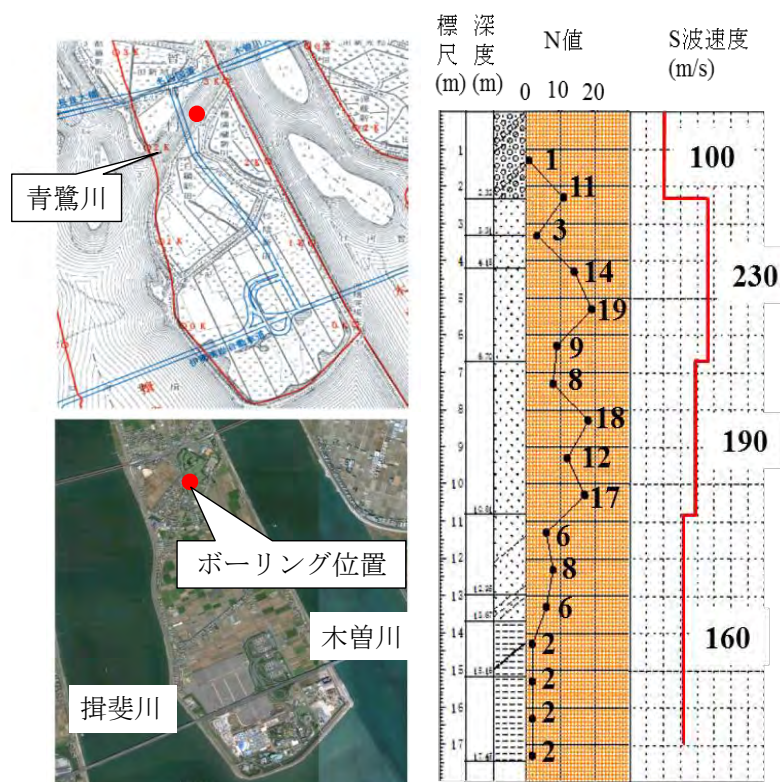


図 4.2.1 ボーリング調査位置 図 4.2.2 ボーリング調査の結果

3.3m 付近までが盛土と旧河道の埋め土であり、その下深度 13.7m 付近までが沖積砂層、13.7m より下が沖積粘土層であった。埋め土層において N 値が大きく減少したのちに、その下の沖積砂層で一旦 N 値が上昇し、再度やや減少している。また N 値が急激に低下する 10.8m 付近からはシルトが混ざり始め、さらにその下は N 値の低いシルト層が深く堆積している。S 波速度は、埋め土層と沖積砂層において明確な差は認められなかったが、深くなるに従い、徐々に減少している。

#### 4.2.3 室内試験

室内試験はボーリング調査時に採取した各深度の試料を用いて実施した。深度ごとの粒度分布を図 4.2.3 に示す。深度 11~13m 以深になると、細粒分が急激に増えていることが分かる。また、さらにその下段の図に示す粘土層では、深くなるにつれて細粒分含有率がさらに高くなる。

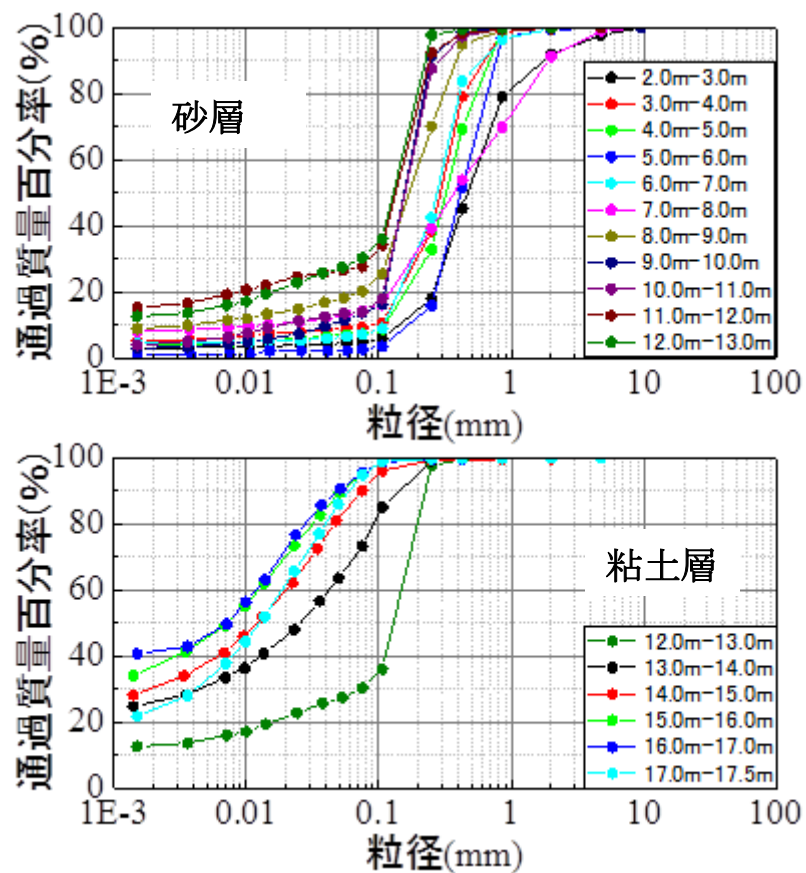


図 4.2.3 粒度試験結果(上：砂層 下：粘土層)

図 4.2.4 に一軸圧縮試験の結果を示す。一軸圧縮試験には 14.5-15.5m の試料を用いて、不攪乱試料を 2 本、練返し試料 1 本を用いて試験を実施した。一軸圧縮強さ  $q_u$  は約 110kPa であり、N 値から想像していたよりも比較的しっかりとした粘性土である印象を受けた。

一方で、繰返し後の  $q_u$  は 10kPa 程度であり、鋭敏比は 12 以上となり鋭敏性が高いことが分かった。ただし、乱れの少ない試料における破壊ひずみは比較的大きく、構造が卓越した粘土であるとまでは判断できない。

図 4.2.5 に標準圧密試験の結果を示す。標準圧密試験には 14.5-15.5m の試料を用いた。試験の結果、圧密降伏応力  $p_c$  は 263kPa となり、現在の深度（15m とする）と地下水位（1m とする）による有効上載圧から過圧密比を算定すると 1.85 となる。これは比較的高い一軸圧縮強さとも整合しているが、木曾川河口部の沖積平野において、過去に上載荷重の履歴を受けたことは考えられないことから、この高い過圧密比の原因は、濃尾平野特有の地下水くみ上げ履歴による有効応力の変動の影響である可能性がある。

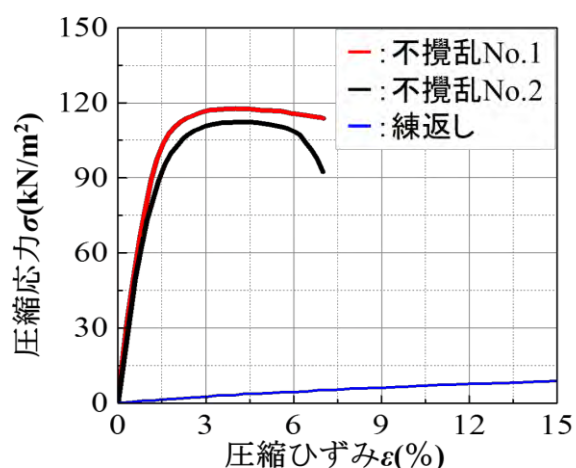


図 4.2.4 一軸圧縮試験結果

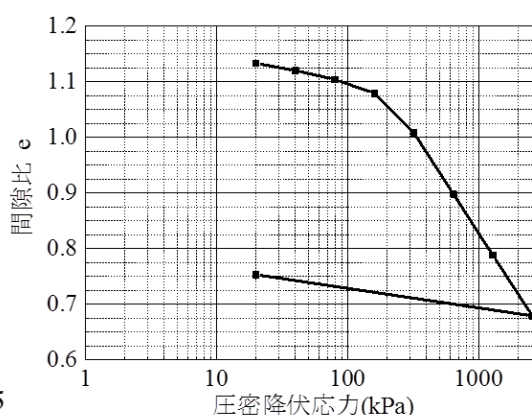


図 4.2.5 標準圧密試験結果

調査地点近傍における三重県による地下水位の調査によれば、過去の地下水くみ上げの影響によって昭和 61 年には地下水位が 11m 付近まで下がっている。しかし、その後の取水規制によって、平成 17 年には地下水位は 3m 付近まで回復している。この地下水変動を考慮して、過去に地下水位が 11m まで低下し、現在 1m まで回復していると仮定した場合の有効応力の変動量は、100kPa 程度と試算することができ、過圧密比に換算すると 1.69 となった。したがって、今回の圧密試験で観察された過圧密比は、過去数十年程度の地下水変動によってある程度説明できることが示された。

図 4.2.5~8 に繰返し非排水三軸圧縮試験の結果を示す。また液状化強度曲線を図 4.2.9 に示し、各深度の液状化強度  $R_L$  を表 4.2.1 に示す。液状化強度曲線、繰返し载荷中に供試体内の過剰間隙水圧比が 0.95 以上に到達した時点を経済液状化と定義した。試験は 2.4-3.4m、5.5-6.5m、11-12m の試料を用いて実施した。いずれの試験においてもサイクリックモビリティが見られ、液状化に至っている。液状化強度曲線において繰返し回数 20 回に相当する繰返し応力比である  $R_L$  はそれぞれ、2.4-3.4m では 0.281、5.5-6.5m では 0.232、11-12m では 0.285 であった。2.4-3.4m は埋め土層であるが特段小さな液状化強度とはなっていない。ただし、沖積砂層の全層を通じて、液状化強度としては平均的な値であると言える。



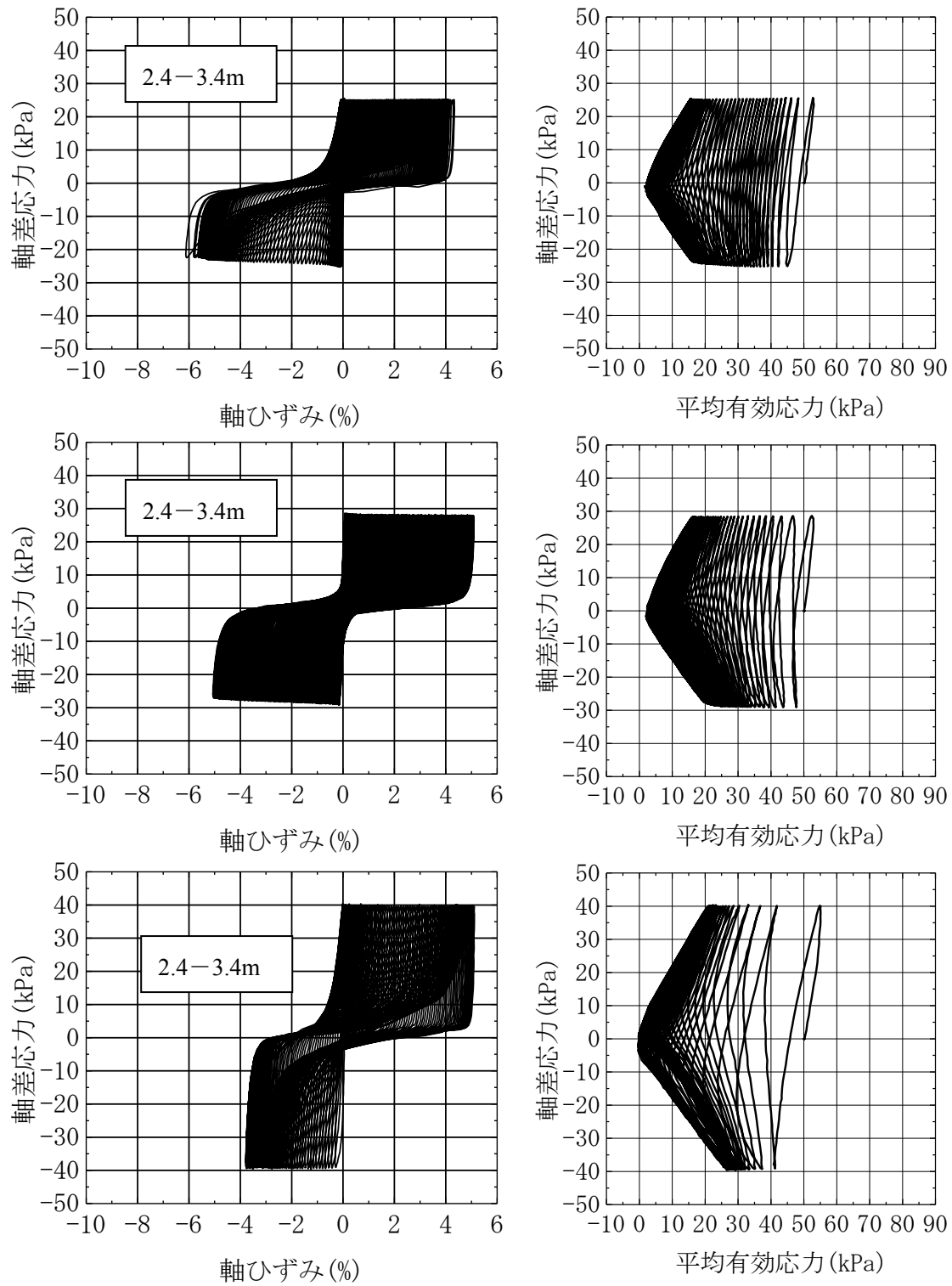


図 4.2.5 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(1)

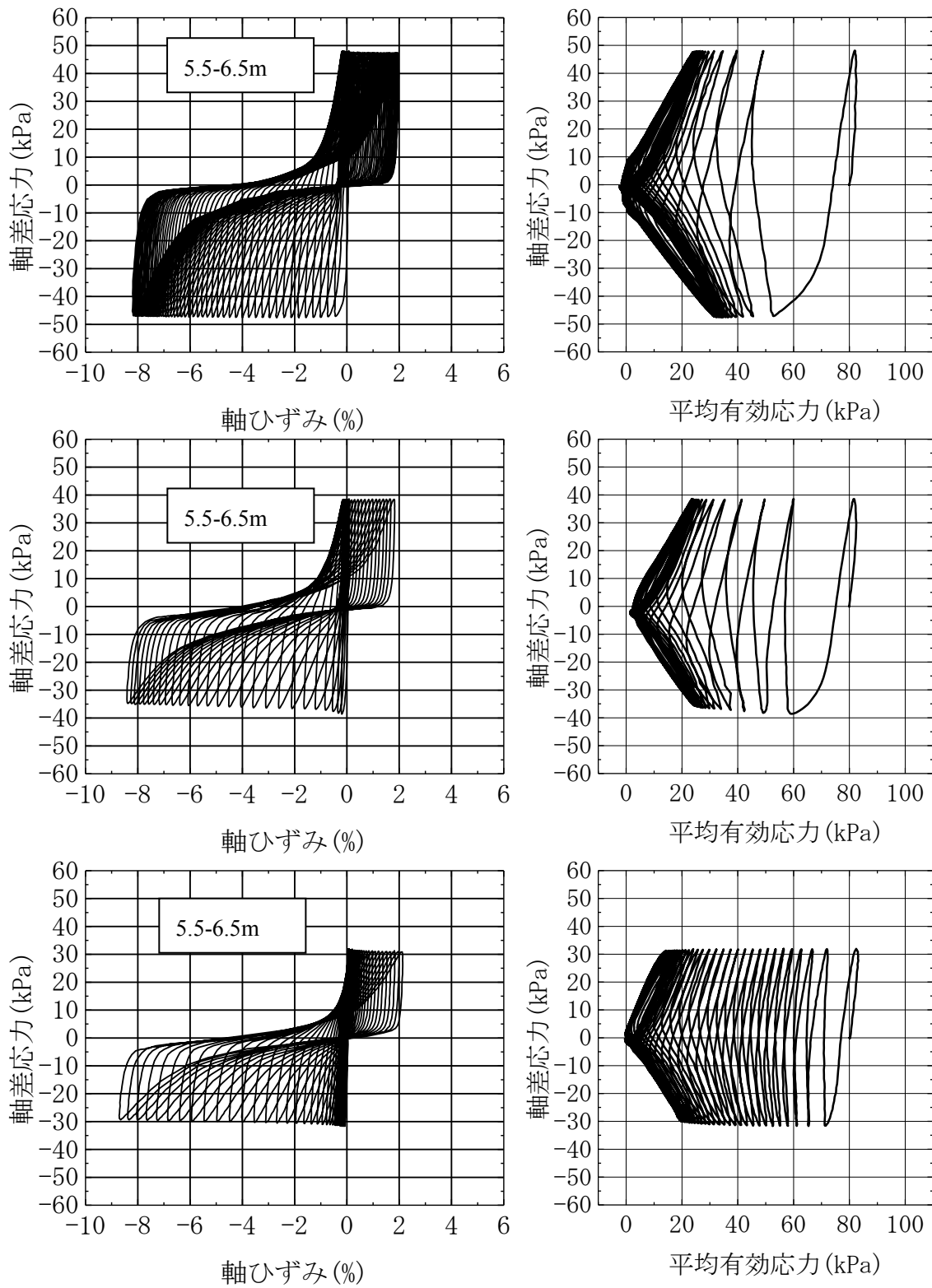


図 4.2.6 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(2)

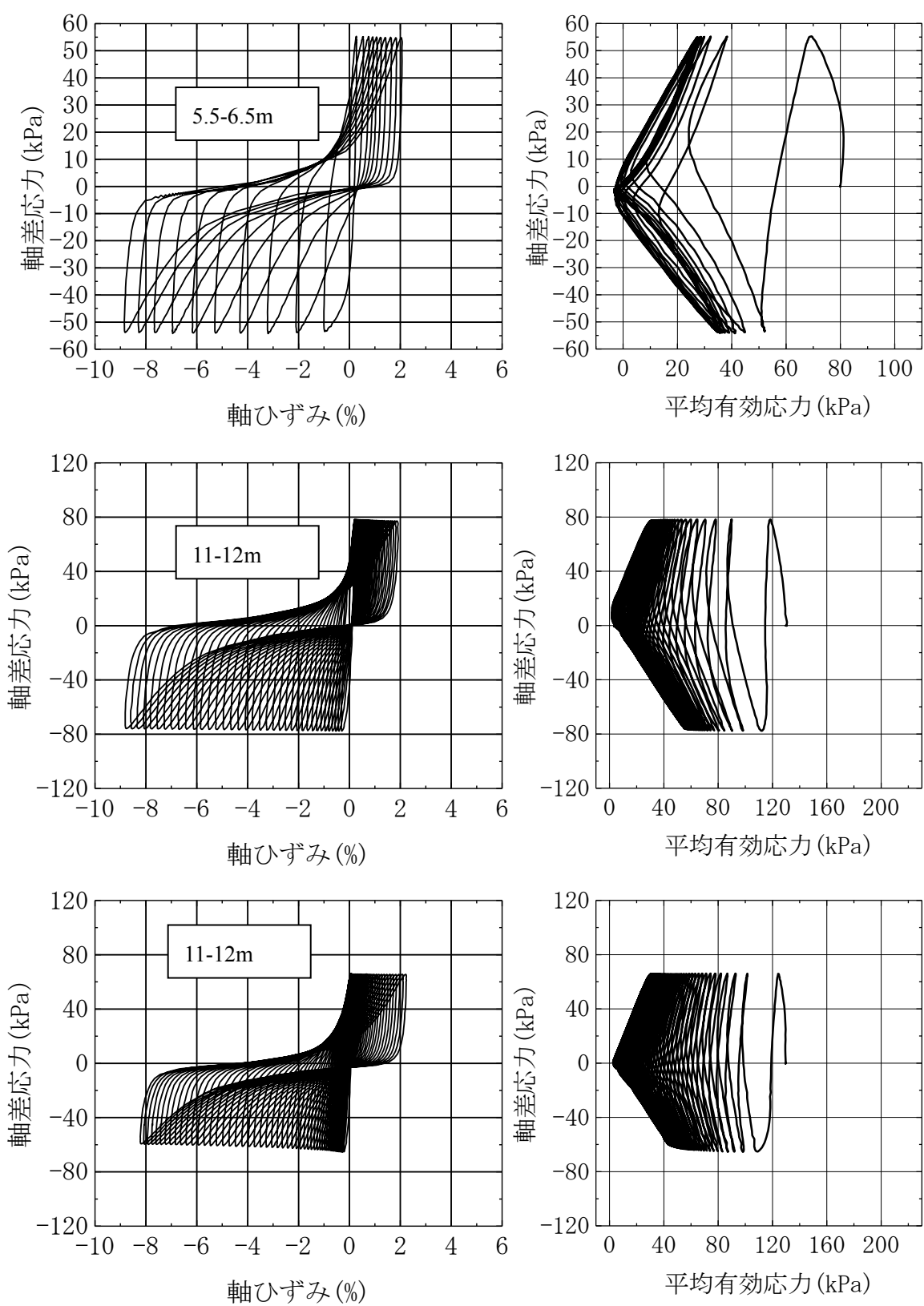


図 4.2.7 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(3)

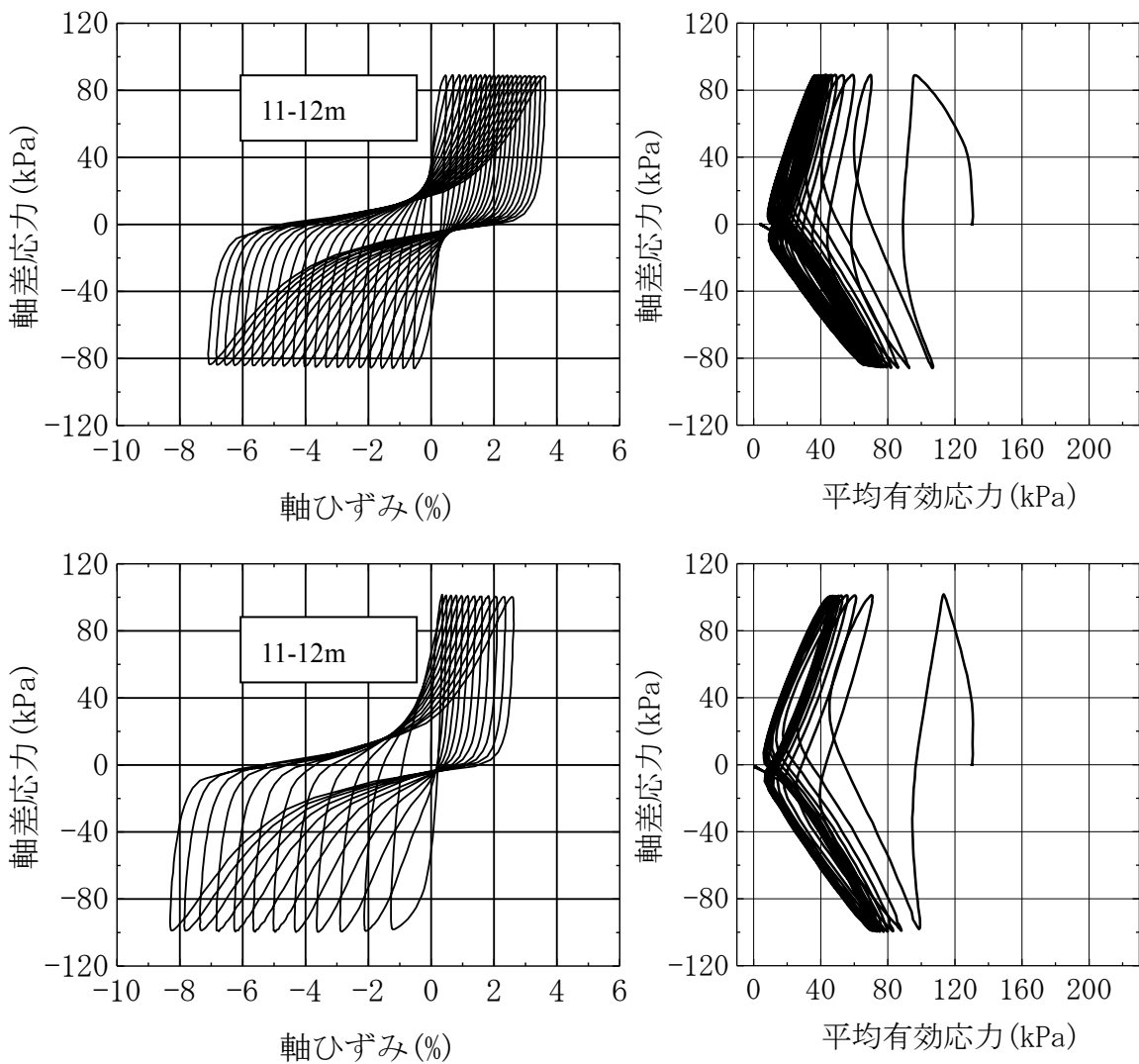


図 4.2.8 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(4)

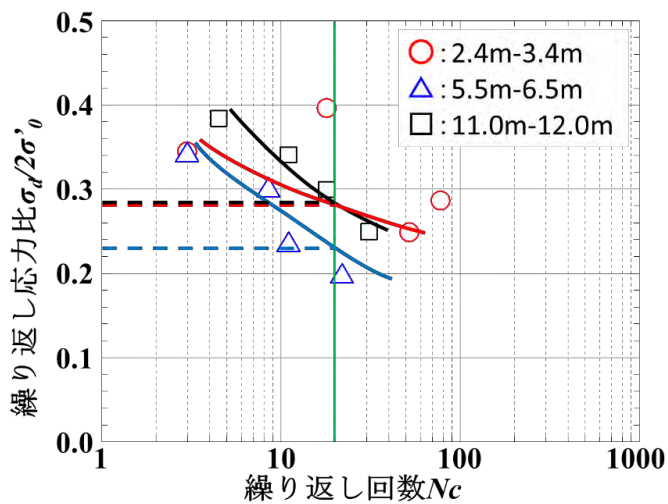


図 4.2.9 液状化強度曲線

表 4.2.1 各深度における液状化強度  $R_L$

深度(m)	$R_L$
2.4-3.4	0.281
5.5-6.5	0.232
11-12	0.285

図 4.2.10 に 14.5-15.5 および 15-16m の粘性土層の不攪乱試料を用いて実施した三軸圧縮試験の結果を示す。また、不攪乱試料の三軸試験後の試料を、練返して供試体を再構成して、不攪乱試料と同条件で試験を実施した。練返し再構成試料は、液性限界の約 2 倍のスラリーをよく練り混ぜた後に、真空ポンプを用いて練り混ぜた試料を脱気する。その後予備圧密セル（写真 4.2.1）の中に脱気した試料を詰める。セル内で①自重②5kPa③10kPa④20kPa⑤40kPa⑥80kPa⑦100kPa の順に圧密をし、圧密終了した試料を、整形することで練返し再構成試料を作製した。試験条件は、供試体の高さを 10cm、直径 5cm とし、拘束圧 150, 300kPa、せん断速度 0.05%/min の圧密非排水せん断（CUB）条件で試験を実施した。

深度 14.5m-15.5m の不攪乱試料による応力-ひずみ曲線に着目すると、いずれの拘束圧においても明確なピークは現れていない。拘束圧 300kPa の場合は正規圧密粘土の挙動を示しているが、原位置での有効応力に近い拘束圧 150kPa の場合には、有効応力経路がやや立っており若干過圧密の挙動を示している。また、深度 16m-17m の不攪乱試料の試験結果においても、深度 14.5-15.5m の試料とほぼ同様の結果となっている。深度は異なるが、同じ粘性土が同じ堆積環境で生成した粘性土層であると判断して差し支えない。

一方、練返し再構成試料の試験結果を見ると、拘束圧 150kPa、300kPa のいずれも相似形の有効応力経路を示していることがわかり、予備圧密 100kPa の応力履歴は、拘束圧 150kPa であればほとんど影響していないものと考えられる。不攪乱試料の三軸試験結果と比較すると、試験の中盤で塑性圧縮が急激に増加した後に、後半においては正のダイレイタンスーが発現して塑性膨張に転じており、有効応力は増加している。しかし、最終的な最大軸差応力は、特に拘束圧 300kPa においてはいずれの供試体でもほとんど同じになっている。これは、拘束圧 300kPa のせん断前の供試体の間隙比は、不攪乱試料も再構成試料もほとんど同じであることを確認しており、粘性土のせん断強度は間隙比に一意に決まることをこの試料の試験結果も示している。拘束圧 150kPa の試料においては、再構成供試体の方が若干であるが間隙比は大きく、この点でも三軸試験結果と整合している。なお、再構成供試体の試験終盤の正のダイレイタンスーの発現は、粘性土中に含まれている比較的粒度の大きいシルト分が多く含まれている影響と考えている。再構成供試体は、自然堆積の不攪乱試料よりも構造が劣化していると考えることができ、そのために、せん断中の塑性圧縮も塑性膨張も顕著に観察されたものと考えている。一方、不攪乱粘性土試料においては、自然堆積による骨格構造の発達に加えて、先述の過圧密履歴の影響により、複雑な構造ならびに過圧密を形成していると考えている。



写真 4.2.1 予備圧密セル

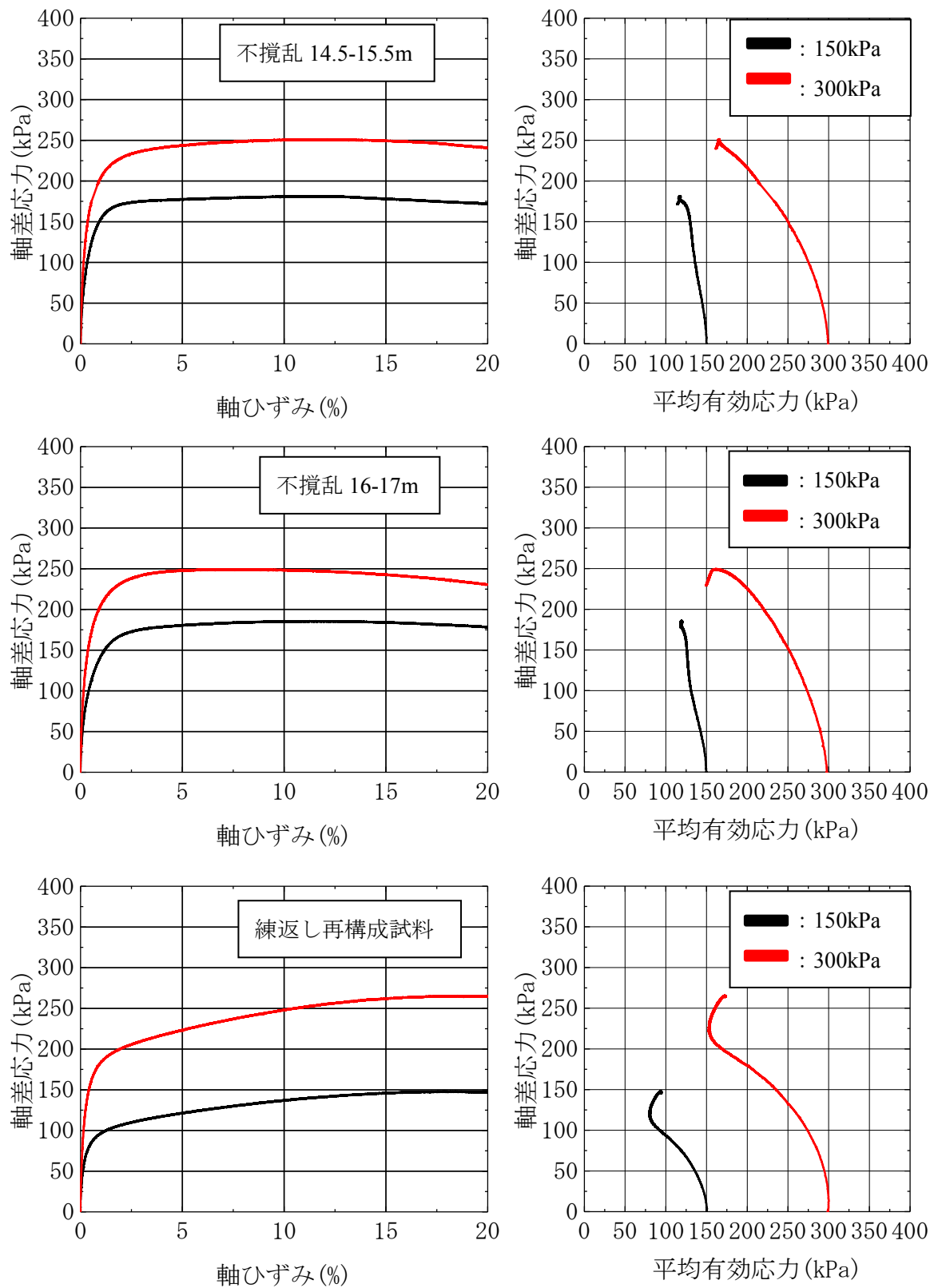


図 4.2.10 三軸圧縮試験結果

#### 4.2.4 室内試験結果に基づくサンプリング地点の簡易液状化判定

前節までの室内土質試験結果を用いて、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）<sup>2)</sup>に基づく簡易液状化判定を行った。判定に用いた深度ごとの条件および結果を表4.2.2～4に示す。想定する地震動をレベル2地震動のタイプ1、地盤種別はⅢ種地盤として液状化判定を行った。地下水位は地盤調査時1.3m付近であったが、今回は地下水位の変動や不確実性を見込んで0.5、1.0、1.5、2.0mの4水位で行った。なお、深度13mより下では細粒分含有率が50%を超えており、粘土質であるために液状化判定の対象外とした。

液状化判定の結果、液状化抵抗率FL値は、水位が0.5mである場合に全ての深度において1.00を下回っており、全層が液状化の危険性があると判定された。水位を下げるに伴いFL値は上昇しN値が高めの層では1.00以上の深度も出てくるが、総じて危険度が高いことには変わりはない。また深度8mと10mではN値がほぼ同じであるが深度10mのFL値が1.00を下回り、深度8mのFL値が1.00以上になるのは、深度10mの砂層の方が深度8mの砂層に比べて、細粒分含有率が低いためである。

表4.2.2 各深度における土質試験より得られた定数(1)

深度(m)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分含有率 FC(%)	最大粒径 (mm)
0	10.4	53.3	10.1	26.2	36.3	19
1	26.3	46.9	5.9	20.9	26.8	26.5
2	8.1	87.1	1.7	3.1	4.8	9.5
3	0	90.8	3.5	5.7	9.2	2
4	0.1	92.7	2.9	4.3	7.2	4.75
5	0.5	96.9	1.5	1.1	2.6	9.5
6	0.4	92.5	2.7	4.4	7.1	4.75
7	8.8	77.1	5.3	8.8	14.1	9.5
8	0.2	79.7	9.6	10.5	20.1	4.75
9	0.2	86.2	9.8	3.8	13.6	9.5
10	0	86.1	8.4	5.5	13.9	2
11	0.3	72.1	10	17.6	27.6	4.75
12	0	69.7	15.8	14.5	30.3	2
13	0.1	26.7	42.7	30.5	73.2	4.75
14	0.3	9.7	52.6	37.4	90	4.75
15	0.1	4.9	50.1	44.9	95	4.75
16	0	4.6	50.7	44.7	95.4	2
17	0.1	5.1	62.6	32.2	94.8	4.75

表 4.2.3 各深度における土質試験より得られた定数(2)

深度(m)	50%粒径 D <sub>50</sub> (mm)	10%粒径 D <sub>10</sub> (mm)	自然含水 比(%)	土粒子密 度(g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
0	0.2745	-	10.9	2.648	32.8	15	17.8
1	0.425	-	17.5	2.652	31.9	14.2	17.7
2	0.4636	0.1844	10.9	2.661	N P	N P	—
3	0.2917	0.0925	30.1	2.662	N P	N P	—
4	0.325	0.1283	22.5	2.663	N P	N P	—
5	0.4171	0.2126	20.7	2.65	N P	N P	—
6	0.275	0.1202	21.1	2.674	N P	N P	—
7	0.3643	0.0158	12.8	2.662	N P	N P	—
8	0.1799	0.0041	19.8	2.703	N P	N P	—
9	0.1646	0.043	24.6	2.7	N P	N P	—
10	0.1604	0.0181	26.8	2.713	N P	N P	—
11	0.1361	-	30	2.697	N P	N P	—
12	0.1314	-	32.7	2.708	N P	N P	—
13	0.0259	-	31.5	2.7	34.7	22.1	12.6
14	0.012	-	38.5	2.701	50.1	25.9	24.2
15	0.0073	-	36.9	2.712	48.9	22.8	26.1
16	0.0073	-	47.2	2.693	51.5	23.3	28.2
17	0.0127	-	43.8	2.693	40.2	23.2	17

表 4.2.4 各深度における液状化判定の結果

深度(m)	N 値	液状化抵抗率 $F_L$			
		水位 0.5m	水位 1.0m	水位 1.5m	水位 2.0m
1	1	0.48	-	-	-
2	11	0.87	1.04	1.20	-
3	3	0.44	0.50	0.56	0.61
4	14	0.83	0.91	1.00	1.08
5	19	0.92	1.00	1.07	1.14
6	9	0.66	0.70	0.74	0.79
7	8	0.63	0.67	0.70	0.74
8	18	0.91	0.96	1.00	1.05
9	12	0.68	0.71	0.80	0.83
10	17	0.8	0.84	0.87	0.90
11	6	0.59	0.62	0.64	0.66
12	8	0.69	0.71	0.73	0.76



#### 4.2.5 サンプル地点のレベル2地震応答解析

図 4.2.11 に数値解析に用いた地盤モデルを示す。解析は深度 34m までを解析領域とし、地盤モデルはボーリング時に確認した土質を慎重に検討し、上から盛土層、埋め土層、砂層上部、砂層下部、シルト混じり砂層、粘土層の 6 層にモデル化した。今回の解析では調査地点に最も近い地点の公開地震波を用いて、およそ 250m 下の  $V_s > 700\text{m/s}$  の基盤から、1次元重複反射理論による SHAKE を用いて解析領域まで引き上げて行った。地震応答解析には 2次元有効応力液状化解析コード FLIP<sup>3),4)</sup>を用いた。

解析メッシュおよび入力地震動を図 4.2.12 に示す。入力地震動は、内閣府中央防災会議が平成 15 年に公表した東海・東南海・南海地震波と内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会が平成 24 年に公表した南海トラフ地震波（陸域ケース）として用いている。特に後者の南海トラフ地震波は、5 連動型の地震を想定した理論上最大とされている地震波である。

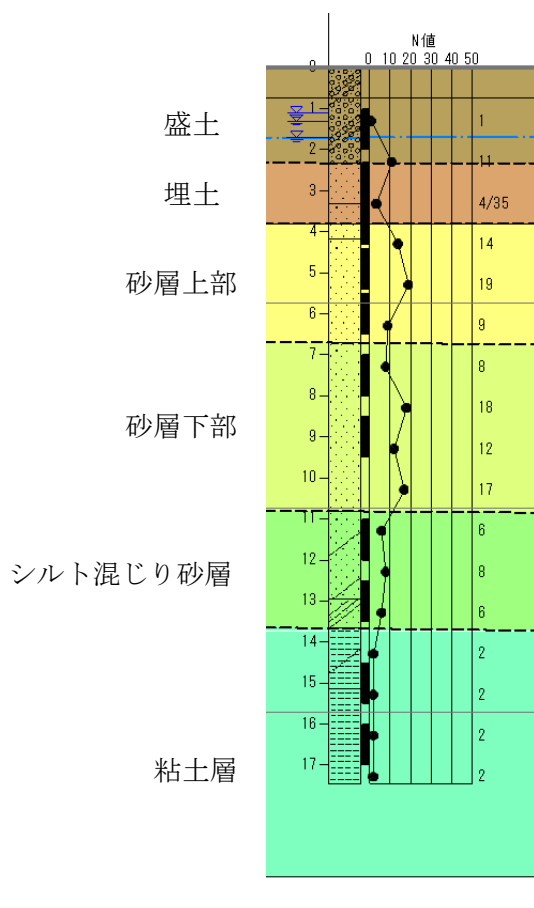


図 4.2.11 解析地盤モデル

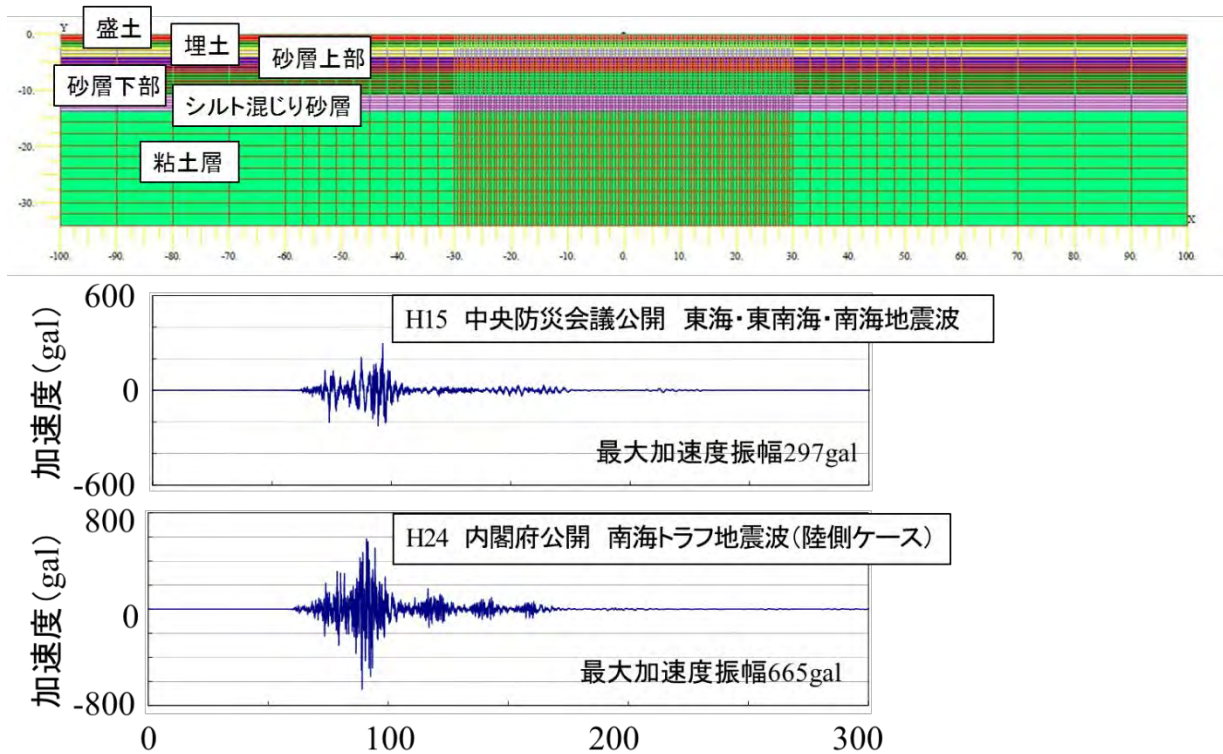


図 4.2.12 上：解析メッシュ 下：入力地震動

図 4.2.13 に各層における応答加速度を示す。東海・東南海・南海地震波の場合、粘性土層内の深度 34m においては、最大加速度振幅が 241gal となった。その後、粘土層の上端では 244gal となっている。これは、比較的硬質な沖積粘土層のために、地震動が減衰することがなかったと考えられる。砂層下部の上端では 106gal となっている。これは、砂層下部においても液状化が発生することにより、地震動が減衰したものと考えられる。地表表層における応答加速度は 121gal となった。

一方、南海トラフ地震波の場合、粘性土層内の深度 34m では、最大加速度振幅が 578gal となり、東海・東南海・南海地震波に比べて非常に大きいことが分かる。その後、粘土層の上端では、433gal となった。東海・東南海・南海地震波においては、粘性土層で大きな減衰はなかったが、南海トラフ地震波においては、140gal もの減衰が発生することが分かった。厚い層のため目に見えてのひずみは発生していないが非常に大きな地震動の場合には、比較的硬質な粘性土層でも減衰作用が表れることが分かる。また、砂層下部の上端では 142gal となり、さらに大きく減衰した。これは、激しい液状化が発生したことにより、大きく減衰したものと考えられる。地表表層では 111gal となり、南海・東南海・南海地震波の場合と大きな差がないことが分かった。

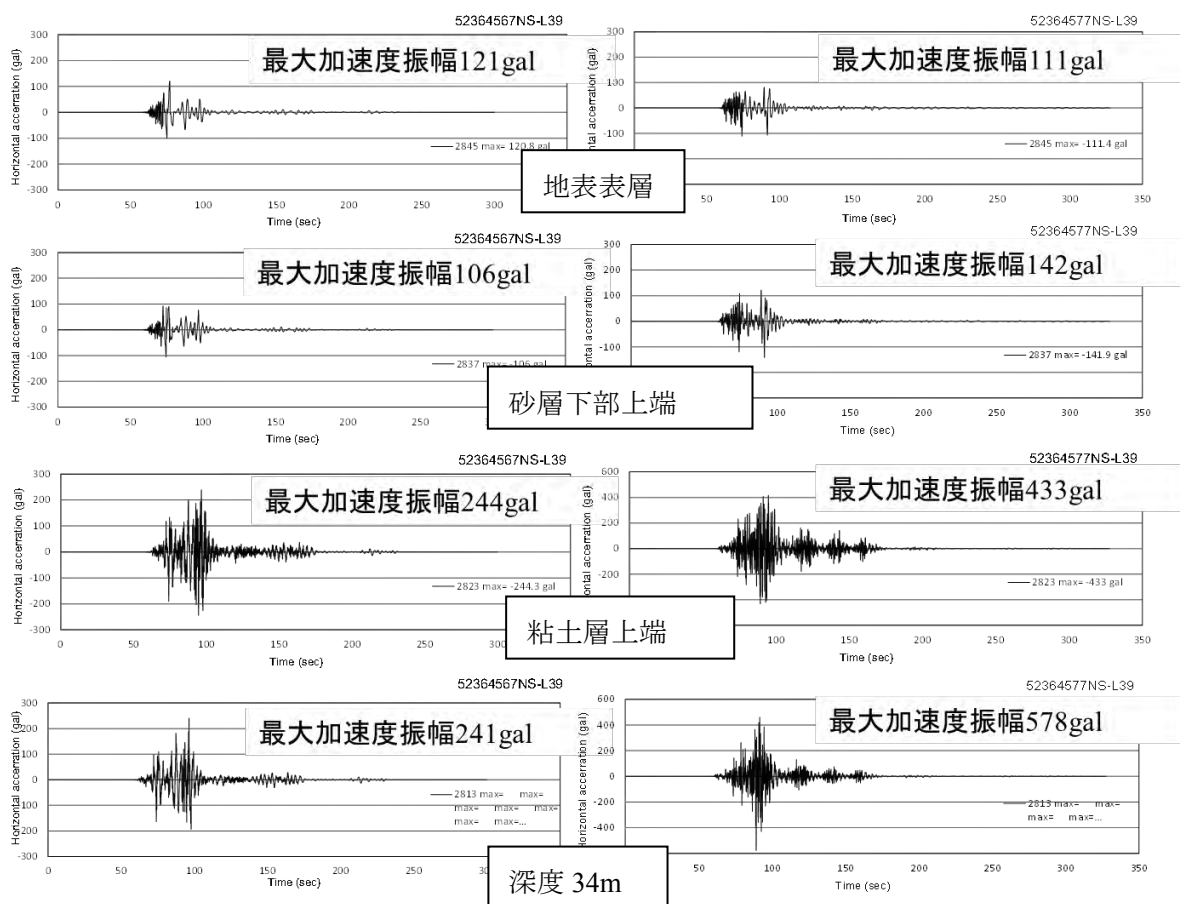


図 4.2.13 各層における応答加速度

左：南海・東南海・南海地震波 右：南海トラフ地震波

図 4.2.13 に有効応力液化解析で得られた深度毎のせん断ひずみと過剰間隙水圧比の分布を示す。せん断ひずみ分布に着目すると、東海・東南海・南海地震波では、砂層下部にのみ大きなせん断ひずみが発生しているものの、砂層上部、シルト混じり砂層は砂層下部ほど大きなせん断ひずみは発生していない。一方、南海トラフ地震波では、東海・東南海・南海地震波と比べると砂層下部だけではなくシルト混じり砂層も大きなせん断ひずみが発生している。次に、過剰間隙水圧比に着目すると、いずれの地震波においても、沖積砂層をはじめとして、埋め土層やシルト混じり砂層も過剰間隙水圧比は 1 近くに到達しており、液化化していることが分かる。なお、埋め土層からシルト混じり砂層までの全層で液化化すると仮定した場合、液化化試験後の体積ひずみ量の観察結果を援用することにより、最大 43cm 程度の地盤沈下の発生が予想される。

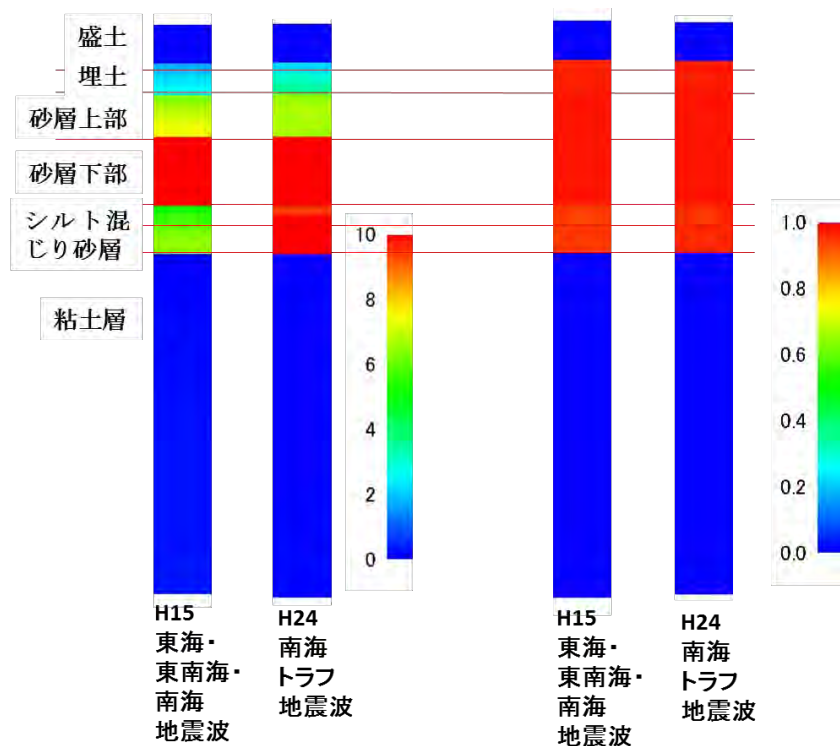


図 4.2.13 有効応力液状化解析の結果

左：せん断ひずみ分布 右：過剰間隙水圧比分布

#### 4.2.6 まとめ

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、旧河道埋め立て地における液状化被害が顕著であった。本節では、今後南海トラフ巨大地震の発生が懸念されている桑名市の旧河道埋立地において、地質調査や不攪乱試料をサンプリングし室内試験を実施し、その結果をもとにして有効応力液状化解析を実施した。解析に用いた入力地震動は平成 15 年公開の東海・東南海・南海地震波と平成 24 年公開の南海トラフ地震波である。これらの 2 つの地震動は継続時間がほぼ同じであるが、最大加速度は南海トラフ地震波の方が非常に大きい。

本節の解析の結果より、解析領域に設定した深度 34m では南海トラフ地震波の方が東海・東南海・南海地震波よりも最大加速度振幅が 2 倍近く大きい事が分かった。また、いずれの地震波であっても最終的には、砂層が液状化することによって、地震波が減衰し最大加速度振幅は同程度になった。しかし、南海トラフ地震波の場合、粘土層を通過する際に減衰している。これは、粘土層が厚いためにひずみ分布には表れていないだけで、粘土層に相当なせん断ひずみが発生しているためと考えられる。また、南海トラフ地震波の場

合は東海・東南海・南海地震波では液状化が発生しなかった、細粒分が多い層も液状化が発生することが分かった。

以上のことを踏まえると以下の事が言える。

①南海トラフ地震のような巨大地震の場合では、液状化対策が不要と判断されるような密な砂層であっても、液状化が発生する。

②また、通常ならば変位があまり出ない粘性土堤体や沖積粘土層であっても、大きな変位が発生し、破堤や地盤沈下につながる。

よって、現行の粘性土評価をしていた場合、巨大地震に対応することができず、大きな被害をもたらす可能性が高い。そのため、今後は沖積粘土層であっても、非液状化層として安易に分類するのではなく、有効応力解析などを用いて慎重に検討すべきである。

## 4.2の参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：東北地方太平洋沖地震による 関東地方の地盤液状化現象の実態解明，調査票 075-076，2011.  
[http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr\\_content/content/000043550.pdf](http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043550.pdf)
- 2) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），pp132-137, 2012.
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp1-15, 1992.
- 4) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Umeda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model: Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, Issues 3, pp.360-392, 2011.

### 4.3 洪水ならびに地震時の堤防安全性照査技術の開発（研究担当者：小高猛司，崔 瑛）

#### 4.3.1 はじめに

洪水時の河川堤防の安定性照査には、国が定める「河川堤防の構造検討の手引き（以下、手引き）」<sup>1)</sup>が用いられている。特に、堤体浸透時の堤体のすべり破壊を検討するのにあたっては、飽和－不飽和非定常浸透解析と修正フェレニウス法による円弧すべり解析を組み合わせた古典的な手法が標準となっている。その解析に使用する強度定数を室内試験で決定する際には、この「手引き」では、洪水時のすべり安定性を解析するのに用いる土質定数の決定法（すなわち土質定数を求めるための試験条件）も定めているが、平成24年2月の改訂時に、その試験条件の自由度が高まった。しかしながら、試験条件によって得られる強度定数は異なるため、堤体土の粒度や密度などの土質情報によって、土質定数を決定するための適切な試験条件を示すガイドラインの整備が必要である。実務の現状では、土質試験における試験条件の意味や、それぞれの試験条件下で現実の土がどのような力学挙動を呈するのかを十分に理解しないままに土質定数を決定している場合が少なくない。本研究では、特に現行の浸透すべりの安定性評価に用いる土質定数を対象として、地盤特性および土質特性を考慮して適切な決定手法のガイドラインを作成する。また、堤体土の室内試験を実施するのにあたっては、品質の高い試験試料の採取が必要となる。本研究では、堤体土の採取法についても検討を行う。

一方、河川堤防の現状の地震時安定性照査法にも課題が多い。本研究では、礫質土基礎地盤の液状化に対する安定性の評価手法の精度向上の検討と粘性土基礎地盤を有する河川堤防の耐震性の検討を行う。

#### 4.3.2 砂質ならびに礫質堤体土の土質定数設定法の検討

旧版の「河川堤防の構造検討の手引き」<sup>2)</sup>では、堤防の浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用いる強度定数を、砂質土や礫質土であれば圧密非排水（以下CU）試験で求めることとしてきたが、平成24年2月の改訂に伴い、間隙水圧の計測を伴う圧密非排水（以下 $\bar{C}U$ ）試験や圧密排水（以下CD）試験が推奨されるように変更された<sup>1)</sup>。現場判断の自由度が高まった一方で、不適切な試験条件を選択してしまうリスクもある。例えば、平成24年の改訂によって、砂礫堤防土にはCD試験が選択される場合が増えると予想されるが、小高らによって、ゆる詰め構造の砂礫堤防土のCD条件での内部摩擦角 $\phi_d$ は実際の堤防土の内部摩擦角を過大評価することが指摘されている<sup>3),4)</sup>。礫を含まない砂質堤体土においても、排水条件によって得られる強度定数は異なる<sup>3),5)</sup>ため、堤体土の粒度や密度などの土

質特性に応じて、堤防の照査に用いる適切な強度定数を得るための試験条件を示すガイドラインが必要である。

本研究では、そのガイドラインの整備にあたり、実際の堤防から砂質土ならびに礫質土試料を採取して三軸試験を実施するとともに、既往の研究で行った江の川試料<sup>3)</sup>、小鴨川試料<sup>3,4)</sup>および淀川試料<sup>5)</sup>による試験結果を含めたデータ整理を行い、現状の浸透すべりの安定性評価に用いる土質定数を対象として、地盤特性および土質特性を考慮して適切、かつ合理的に決定するガイドラインを作成する。

### (1) 千歳川試料の三軸試験結果

本節では、三軸試験条件の違いが砂質堤防土の強度定数に及ぼす影響を検討するために、千歳川の北島地区ならびに晩翠地区の堤防から採取した砂質土（以下、それぞれ北島試料ならびに晩翠試料と呼ぶ）の不攪乱試料ならびに再構成試料を用いて小型三軸試験を行った。試験条件は、CU、 $\overline{\text{CU}}$ 、CD試験であり、それぞれの試験結果を用いて強度定数を決定することで、試験条件の違いによる検討を行った。

#### a) 不攪乱試料の三軸試験結果

表 4.3.1 に北島試料および晩翠試料での供試体情報を示す。乾燥密度および初期間隙比いずれも採取時の自然状態の値である。表より、同じ堤体から採取した粒度分布がほぼ同じ試料であっても、乾燥密度と初期間隙比は大きく異なることがわかる。

図 4.3.1 に北島試料での $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ではいずれの有効拘束圧の試験も、せん断終了まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効拘束圧 50kPa および 200kPa の試験に対しては、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。有効拘束圧 50kPa の試験では両者のせん断挙動は大きく異なるが、有効拘束圧 200kPa の試験ではせん断挙動に大きな差は見られない。有効拘束圧 50kPa の試験では、供試体の乾燥密度が大きく異なっており、密度の高い CASE1 の方が CASE2 よりも大きな軸差応力が見られる。一方、供試体の乾燥密度に大きな差がない有効拘束圧 200kPa の両試験においては、せん断挙動もほぼ同様である。

表 4.3.1 各試料の供試体情報

試験	拘束圧	乾燥密度	初期間隙比	
北島試料	$\overline{\text{CU}}$	30	1.209	1.191
		50_CASE1	1.416	0.871
		50_CASE2	1.216	0.939
		100	1.367	0.925
		200_CASE1	1.279	0.929
		200_CASE2	1.204	1.072
北島試料	CD	30	1.199	1.211
		50	1.376	1.201
		100	1.374	1.179
晩翠試料	$\overline{\text{CU}}$	30	1.352	0.960
		50	1.406	0.885
		100	1.373	0.929
	CD	30	1.351	0.961
		50_CASE1	1.205	1.198
		50_CASE2	1.310	1.023
	100	1.401	0.892	

有効応力経路を見ると、いずれの供試体でもせん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスーが発現している。また、乾燥密度が高い有効拘束圧 50kPa\_CASE1 および 100kPa の試験が、変相後の軸差応力の増加も大きいことがわかる。

図 4.3.2 に北島試料での CD 試験の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 7%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 10%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 3%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 5%程度まで圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは両ケースではほぼ同様になっている。一方、有効拘束圧 30kPa の試験では、軸ひずみ 6%程度まで軸差応力が増加し、その後一定値を示して、軸ひずみ～体積ひずみ関係からは、軸ひずみ 6%程度まで供試体が圧縮し続け、その後は膨張せず一定となっている。

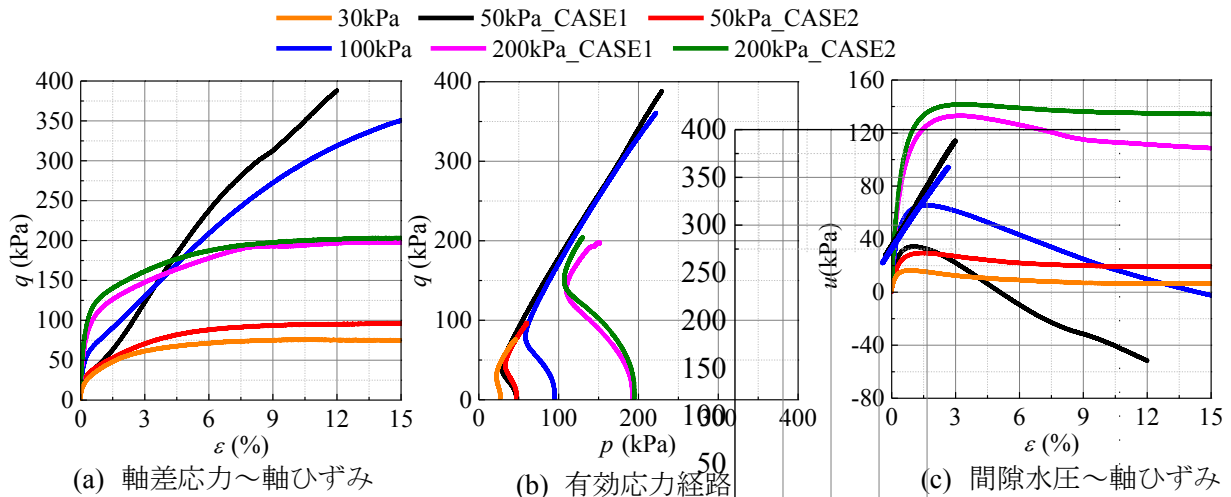


図 4.3.1 北島試料での CD 試験結果

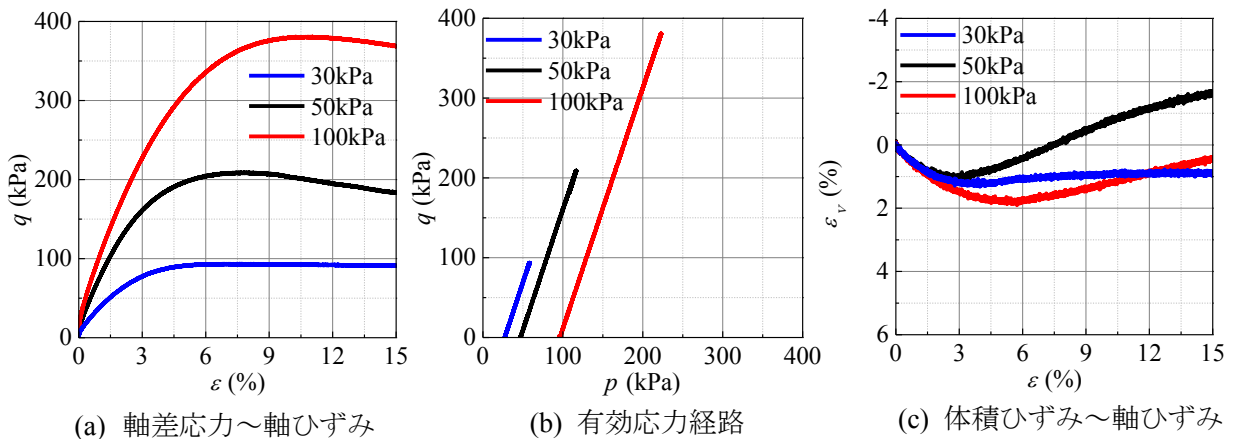


図 4.3.2 北島試料での CD 試験結果



図 4.3.3 に晩翠試料での  $\overline{CU}$  試験結果を示す。試験では有効拘束圧にかかわらずせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効応力経路は、北島試料と同様にせん断初期に塑性圧縮し、その後、正のダイレイタンスが発現している。

図 4.3.4 に晩翠試料での CD 試験結果を示す。有効拘束圧 50kPa に対し、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。乾燥密度が比較的小さい CASE1 では、せん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了しているが、CASE2 では軸ひずみ 9%程度まで増加しその後ひずみ軟化挙動を示している。有効拘束圧 30 および 100kPa の試験においても、軸ひずみ 9%および 7%程度まで増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ～軸ひずみ関係より、いずれの有効拘束圧においてもせん断初期に圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは有効拘束圧 100kPa の試験のほうが最も大きくなっている。

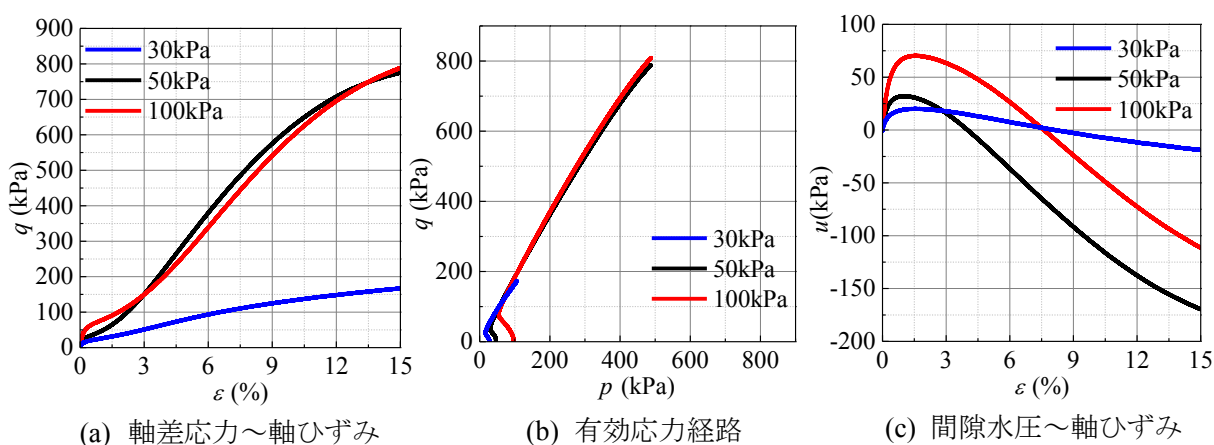


図 4.3.3 晩翠試料での  $\overline{CU}$  試験結果

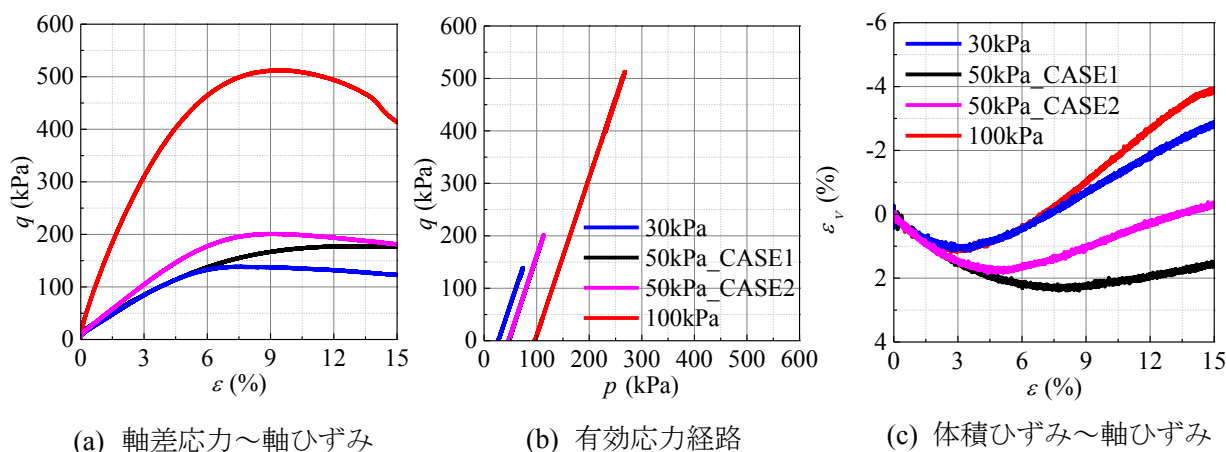


図 4.3.4 晩翠試料での CD 試験結果

図 4.3.5 に北島試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。モールの応力円はいずれも軸ひずみ 15%時における応力より描いている。 $\overline{CU}$  試験を全応力で整理した場合（ここでは CU 試験とする）、拘束圧に整合したモール円が得られず、破壊規準線は決まら

ないことがわかる。また、有効拘束圧 50kPa\_CASE1 および有効拘束圧 100kPa の試験結果において、有効拘束圧 200kPa の試験よりも大きな軸差応力が得られたことによってモールの逆転現象が見られる。これらの試験結果は、表 1.1 に示す初期間隙比、初期密度等における供試体毎のバラツキを反映したものであると考えられる。一方、 $\overline{CU}$  試験（有効応力）や CD 試験では試験結果は拘束圧に整合したモール円が得られた。これらの試験条件においては、供試体ごとに発揮されているせん断中のダイレイタンスー特性がモールの応力円に反映されているためであると考えられる。

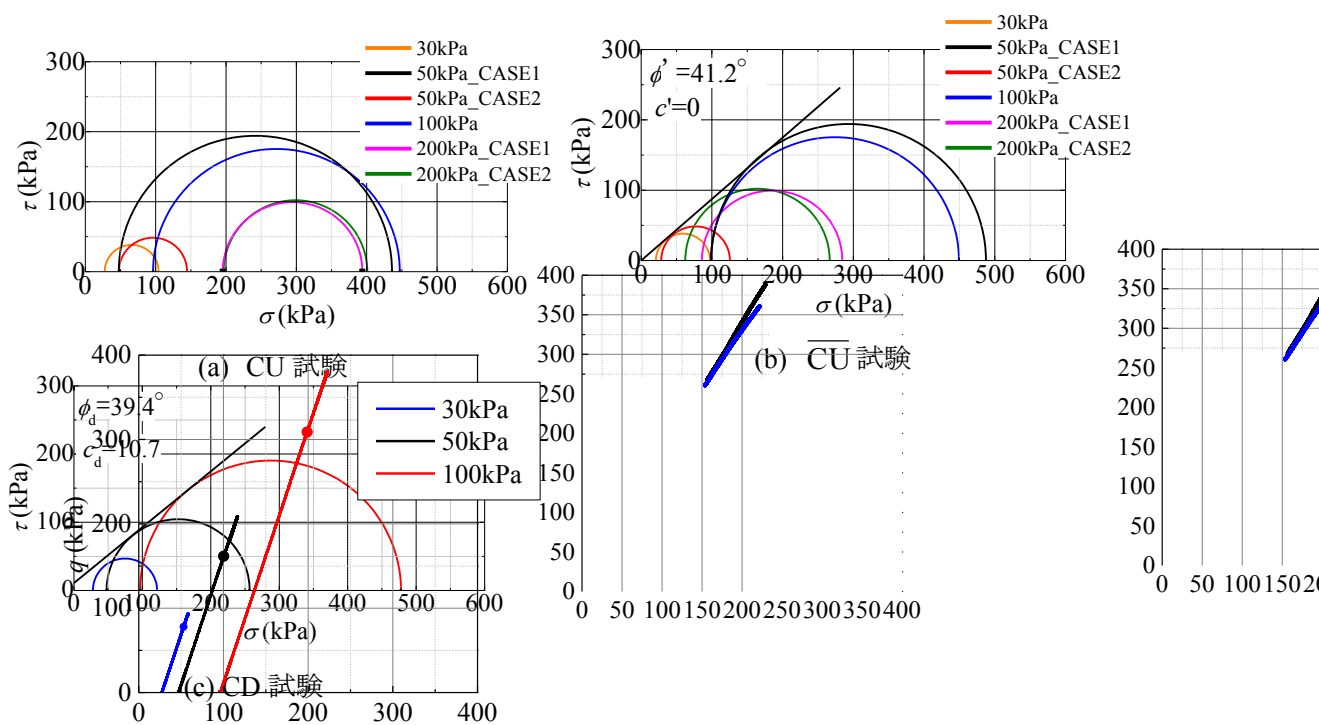


図 4.3.5 (北島) 試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準

図 4.3.6 に晩翠試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。北島試料と同様に、CU 試験では有効拘束圧に応じたモール円が得られず、破壊規準線が決まらない。具体的には、CU 試験では、有効拘束圧 50kPa と 100kPa の試験の軸差応力がほとんど同じ大きさになったことによって、モール円がほとんど重なっている。一方、 $\overline{CU}$  試験および CD 試験では拘束圧に整合したモール円が得られた。

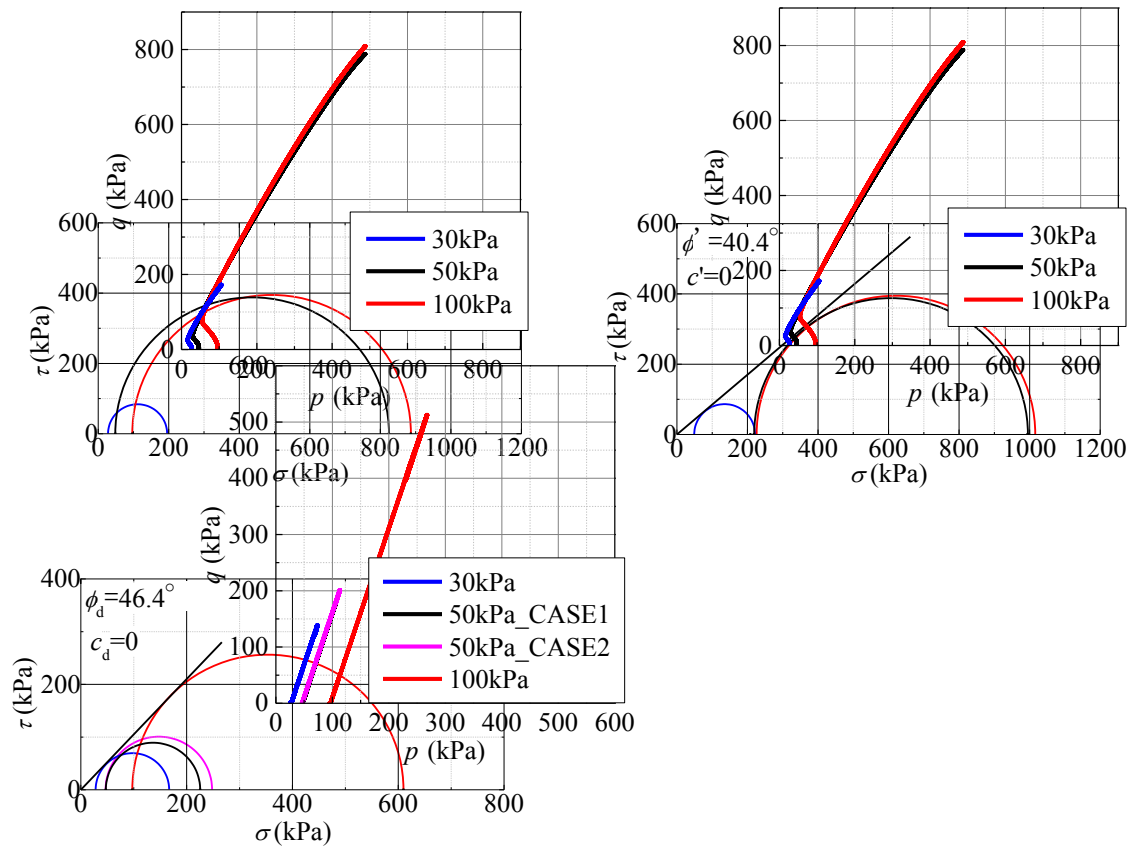


図 4.3.5 再構成供試体のせん断破壊時のモールの応力円と破壊規準

#### b) 再構成試料の三軸試験結果

図 4.3.7 に締固め度 85%の再構成供試体を用いた  $\overline{CU}$  試験結果を示す。有効拘束圧 150kPa に対しては二つの供試体を作製して試験を行った。応力～ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa、100kPa および 150kPa\_CASE1 では、軸差応力はせん断終了時まで増加し続けているが、150kPa\_CASE2 では軸ひずみ 12%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動を示す。同じ間隙比、締固め度、密度等を有し、同じはずの再構成供試体でも三軸試験結果にバラツキが見られ、これは供試体締固め時の締固めエネルギー等の僅な違いによるものと考えられる。

図 4.3.8 に締固め度 90%の再構成供試体を用いた  $\overline{CU}$  試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係は、締固め度 85%と同様の挙動を示す。有効拘束圧 50kPa と 100kPa の試験に対して、同条件で試験を 2 回行った結果、有効拘束圧 100kPa の試験で両者のせん断挙動は大きく異なる。なお、有効応力経路を見るといずれの締固め度および拘束圧においても、せん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスが発現しており、密詰め傾向を示している。

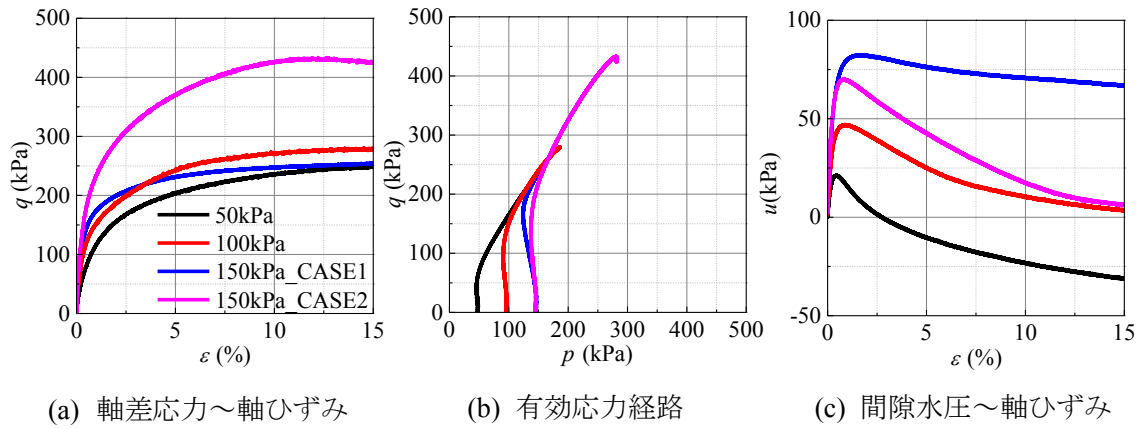


図 4.3.7 締固め度 85%でのCU試験結果

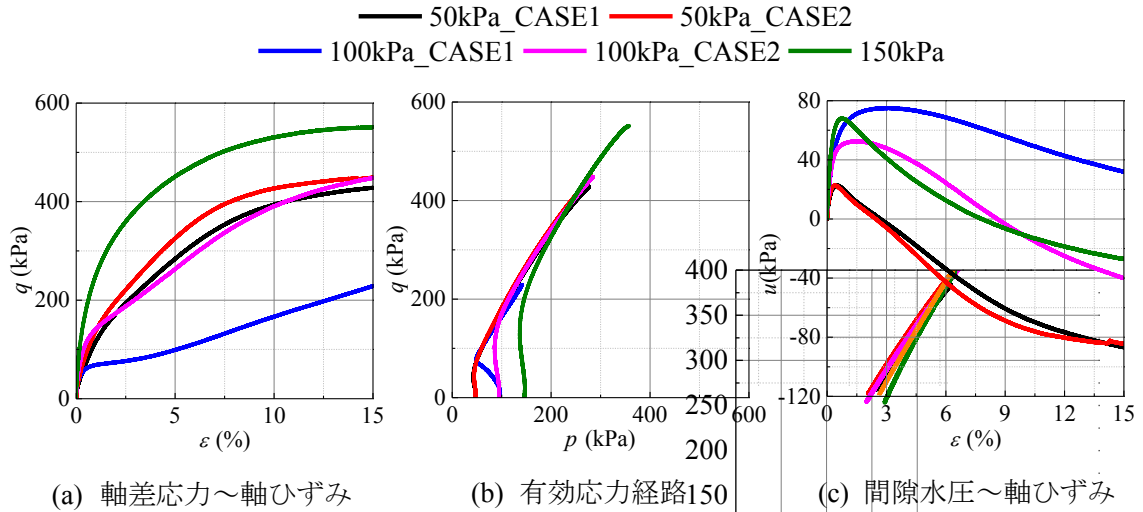


図 4.3.8 締固め度 90%でのCU試験結果

図 4.3.9 および図 4.3.10 に締固め度 85%および 90%での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。締固め度にかかわらず，CU 試験では拘束圧に整合するモール円が得られず，強度定数の決定が困難である。一方， $\overline{CU}$ 試験ではせん断中のダイレイタンス特性を反映させるために，拘束圧に整合するモール円が得られた。

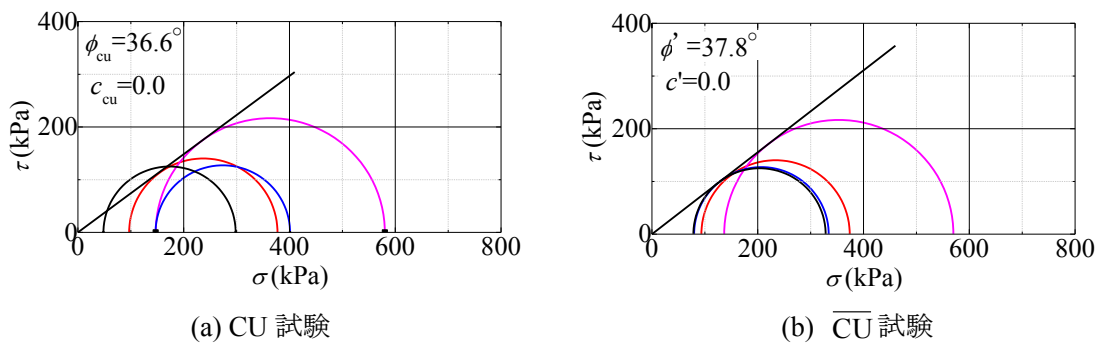


図 4.3.8 締固め 85%でのモールの応力円と破壊規準

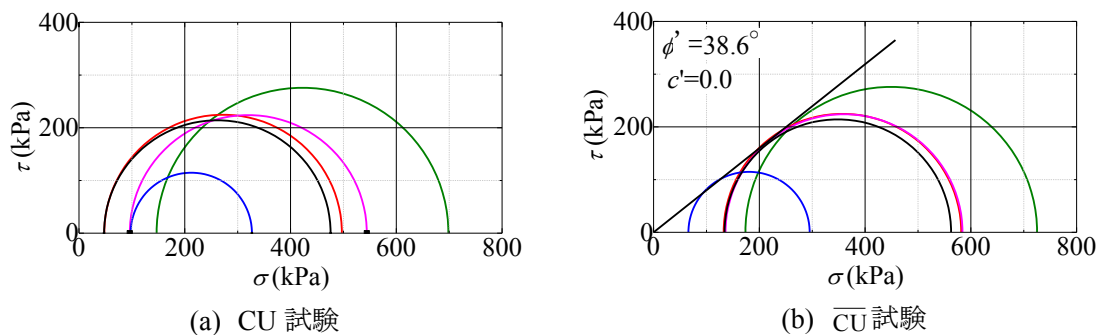


図 4.3.9 締固め 90%でのモールの応力円と破壊規準

### c) 千歳川砂質堤防土の試験のまとめ

同深度から横一列に慎重に乱れが少ない試料の採取を試みたが、採取時や運搬時の乱れ、または、元々の地盤の締固め履歴等の影響などによって、供試体に密度や間隙比の差が生じた。この供試体毎の差はCU試験の結果に顕著に表れることがわかった。また、密詰め砂のCU試験では、完全非排水条件という特殊な条件下ゆえに過大な非排水せん断強度が発現する。そのため実務における砂質堤体土の強度定数設定法としてCU試験は適切ではない。

一方、 $\overline{CU}$ 試験やCD試験では、初期に供試体毎のバラツキがあっても、せん断中のダイレイタンスーによって、 $\overline{CU}$ 試験では過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変動として、CD試験では体積変化として、個々の供試体の状態が試験結果に反映されるために、最終的に求められる破壊応力比にはバラツキの影響は現れにくいことが示された。

## (2) 礫質土の三軸試験結果

### a) 試験条件

本項では、試験条件の違いが礫質土の強度定数に及ぼす影響を検討するために、実河川堤防から採取した堤体土および基礎地盤を用いて大型三軸試験を行った。表 4.3.2 に各試料の試験条件を示す。試料名は、それぞれを採取した河川名であり、仁淀川では高水敷を

掘削して採取し，採取深度により，上部試料と中部試料の 2 種類がある。また，紀の川試料と信濃川試料は堤体から採取した。いずれの試料もバックホウにより，細粒分も逃さないように数百 kg 単位で採取しており，実験室に搬入後，自然乾燥させてから，四分法によって三軸試験用に小分けした。

表 4.3.2 各試料の試験条件

試料名	相対密度(%)	最大粒径(mm)	含水比(%)	試験条件
仁淀川 上部試料	50	53	2	CUB
		37.5		
仁淀川 中部試料	60	53	2	CUB
			3	CD
			3	CUB
			3	CD
紀の川試料	40	53	3	CUB
	50	53	3	CD
信濃川試料	40	53	3	CUB
			5	CD

図 4.310～図 4.3.13 に仁淀川上部試料，仁淀川中部試料，紀の川試料および信濃川試料の原粒土および粒径 53mm 以下の粒度分布を示す。また，仁淀川上部試料は粒径 37.5mm 以下の粒度分布も示す。仁淀川試料および紀の川試料は砂質礫に分類され，信濃川試料は細粒分まじり砂質礫に分類される。信濃川以外の試料では粒径 53mm 以下と原粒土の粒度分布がほぼ同じ粒度を示している。

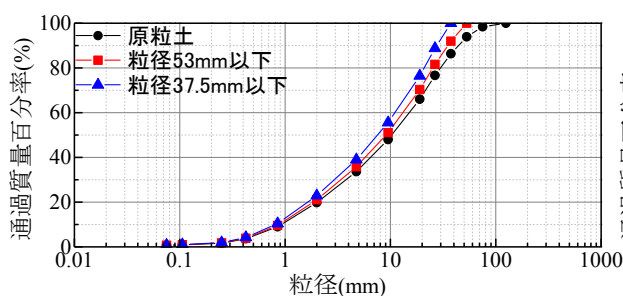


図 4.3.10 仁淀川上部試料の粒度分布

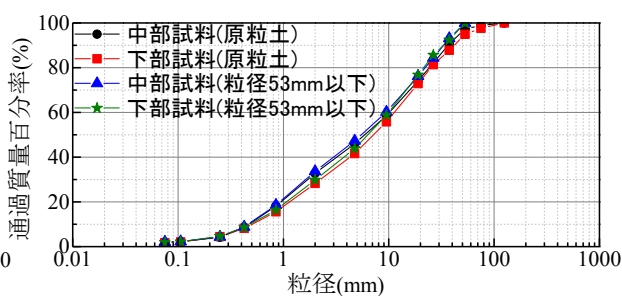


図 4.3.11 仁淀川中部試料の粒度分布

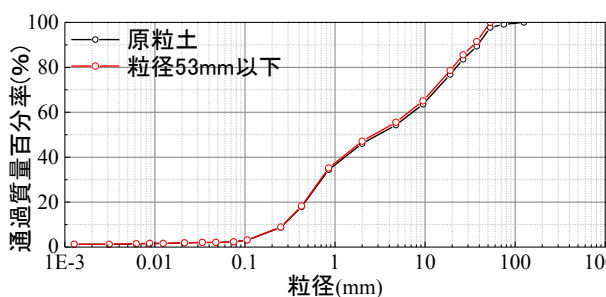


図 4.3.12 紀の川試料の粒度分布

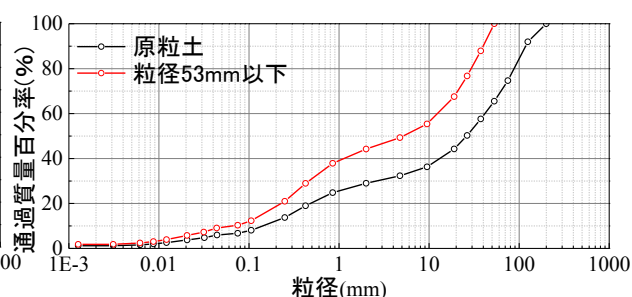


図 4.3.13 信濃川試料の粒度分布

大型三軸試験は、直径 20cm、高さ 40cm の供試体を用いて  $\overline{CU}$  試験および CD 試験を実施し、仁淀川上部試料では供試体に含まれる礫の最大粒径の違いによる影響、仁淀川中部試料では含水比の違いによる影響、紀の川試料では相対密度の違いによる影響を検討する。

b) 仁淀川試料の三軸試験結果

図 4.3.14 および図 4.3.15 に上部試料の最大粒径 53.0mm および 37.5mm の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみに着目すると、いずれの試験でもせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。また、いずれの試験でも有効拘束圧の大きい試験よりも小さい試験の方が、大きな軸差応力が得られた。また、有効応力経路ではせん断初期から塑性膨張に転じており、密詰め傾向を示している。

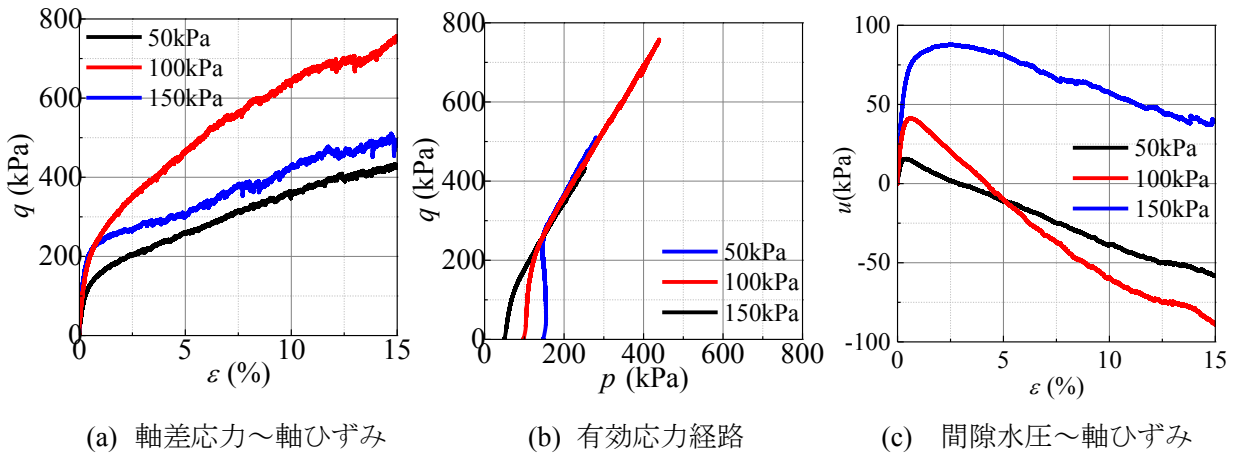


図 4.3.14 上部試料（最大粒径 53mm）の  $\overline{CU}$  試験結果

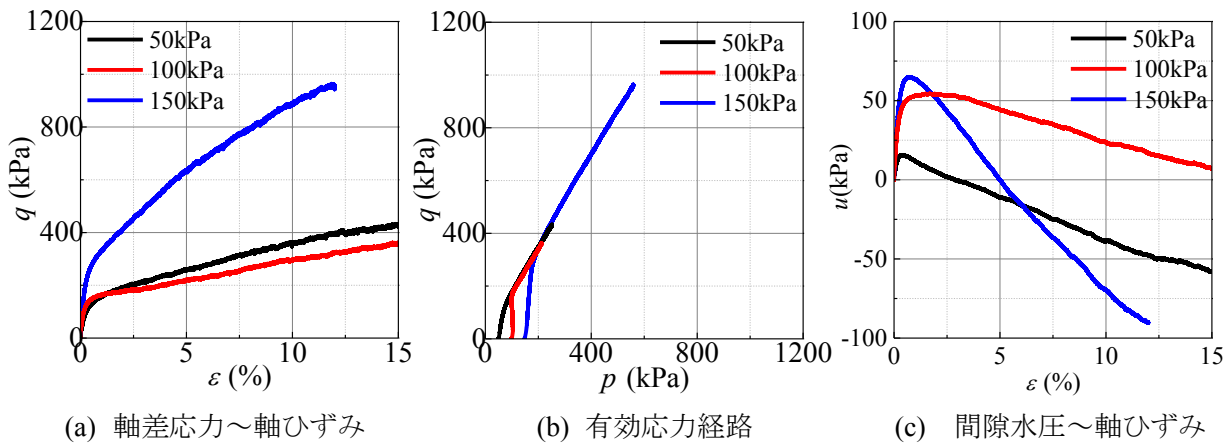


図 4.3.15 上部試料（最大粒径 37.5mm）の  $\overline{CU}$  試験結果

図 4.3.16 および図 4.3.17 に上部試料の最大粒径 53.0mm および 37.5mm の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。CU 試験に着目すると、いずれの試験でも拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。一方、 $\overline{\text{CU}}$  試験ではいずれもせん断中のダイレイタンスー特性が反映されているため拘束圧に整合したモール円が得られた。

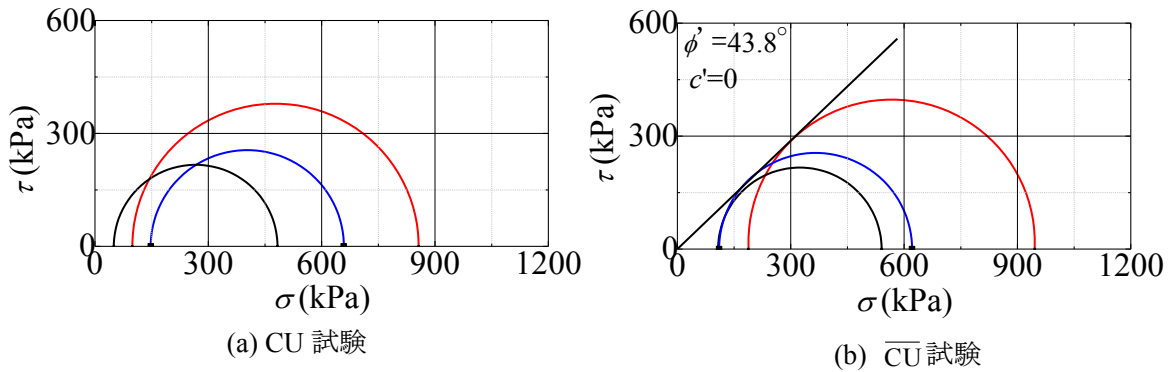


図 4.3.16 上部試料（最大粒径 53.0mm）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

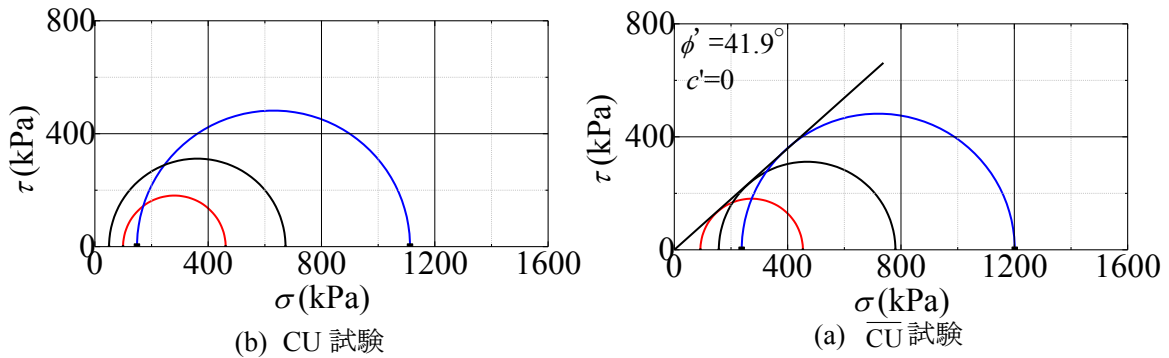


図 4.3.17 上部試料（最大粒径 37.5mm）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

図 4.3.18 に中部試料含水比 2%での $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。有効拘束圧 50, 100kPa のケースでは、軸ひずみが軸ひずみ 1%まで急激に増加し、その後緩やかに増加する。これに対し、有効拘束圧 150kPa の試験では軸ひずみ 1%まで急激に増加したあと、軸ひずみ 5%まで一旦軸差応力が低下する。これは、高い拘束圧条件下では相対的にゆる詰め挙動を呈するため、塑性圧縮を伴う構造破壊を起こしやすくなるためと考えている。なお、有効応力経路からは、有効拘束圧 50, 100kPa のケースではせん断開始後早い段階から塑性膨張に転じており、密詰め傾向を示している。

図 4.3.19 に中部試料含水比 3%の $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。いずれのケースでも軸差応力が急激に増加し、その後一定になる傾向を示している。なお、含水比 2%のケースと全く同じ相対密度でありながら、大きい軸差応力を示している。なお、有効応力経路からは、どの有効拘束圧においても含水比 2%のケースよりも早い段階で変相し、正のダイレイタンスーの発現によって軸差応力が発生している。



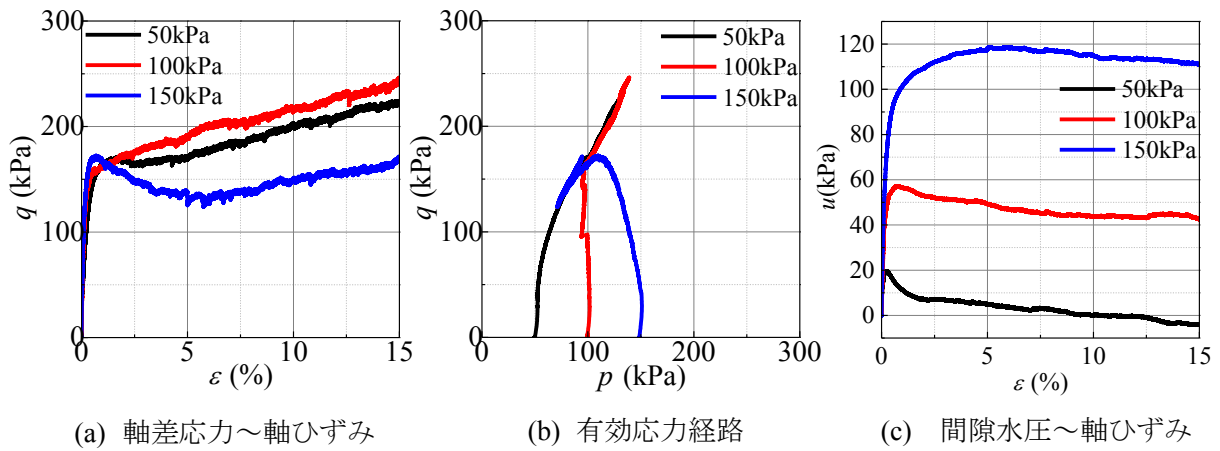


図 4.3.18 中部試料（含水比 2%）の  $\overline{CU}$  試験結果

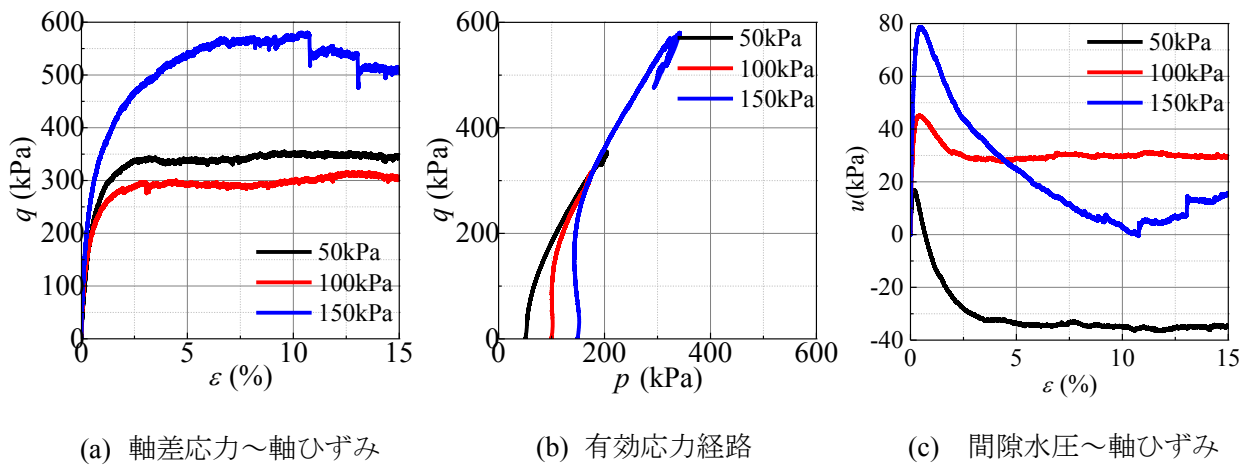


図 4.3.19 中部試料（含水比 3%）の  $\overline{CU}$  試験結果

図 4.3.20 および図 4.3.21 に中部試料でのそれぞれの CD 試験での軸差応力～軸ひずみ関係と体積ひずみ～軸ひずみ関係を示す。含水比 3%の有効拘束圧 50kPa の試験のみ軸差応力が増加後、ひずみ軟化の挙動を示し、その後一定の値を示している。そのほかの試験では、有効拘束圧や含水比に拘わらず、軸差応力が増加後、ひずみレベルは異なるが、一定の値を示している。

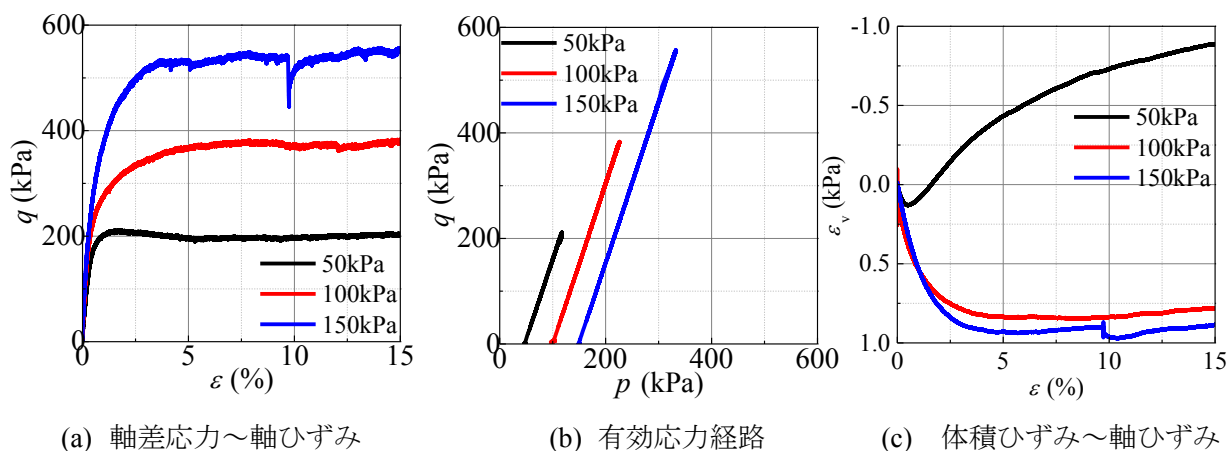


図 4.3.20 中部試料（含水比 2%）の CD 試験結果

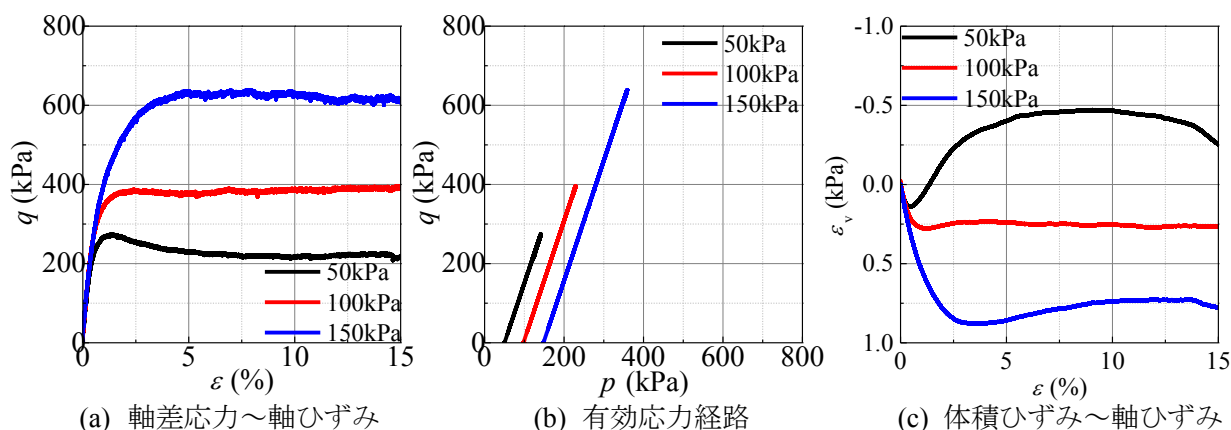


図 4.3.21 中部試料（含水比 3%）の CD 試験結果

図 4.3.22 および図 4.3.23 に中部試料含水比 2%および 3%の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。CU 試験に着目すると、上部試料と同様に、いずれの試験でも拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。CU 試験では含水比 2%の試験では CU 試験と同様の結果であったが、含水比 3%の試験ではせん断中のダイレイタンスー特性を反映させたため拘束圧に整合するモール円が得られ、強度定数の設定が容易であった。CD 試験では、すべてのケースで拘束圧に整合するモール円が得られた。また、初期含水比の高い供試体では大きい強度定数が得られている。

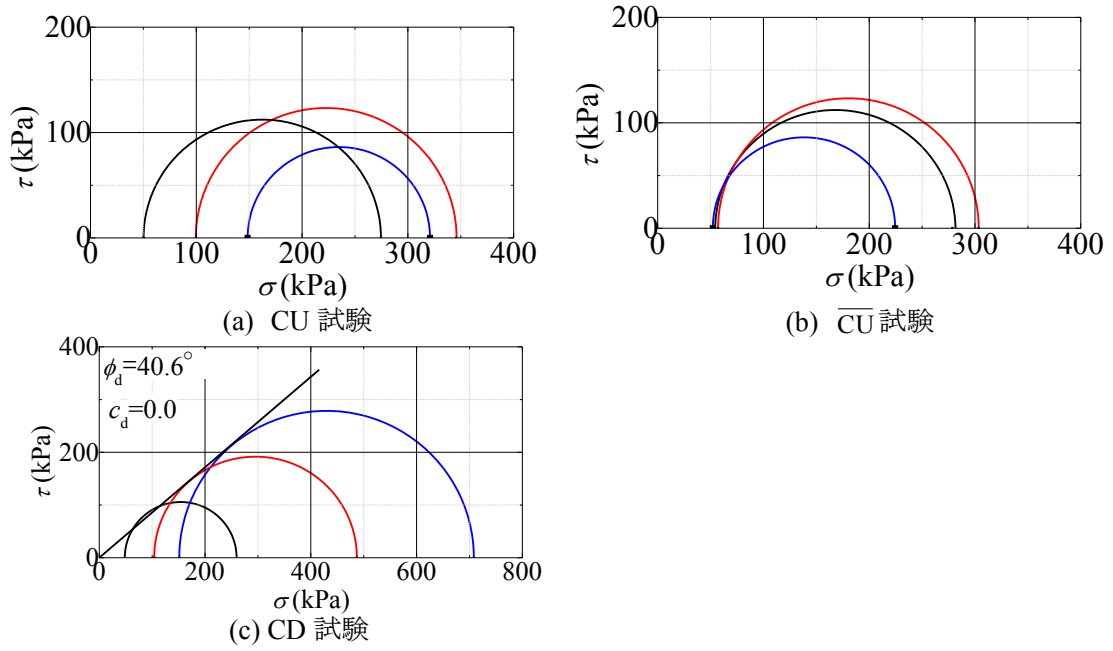


図 4.3.22 中部試料（含水比 2%）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

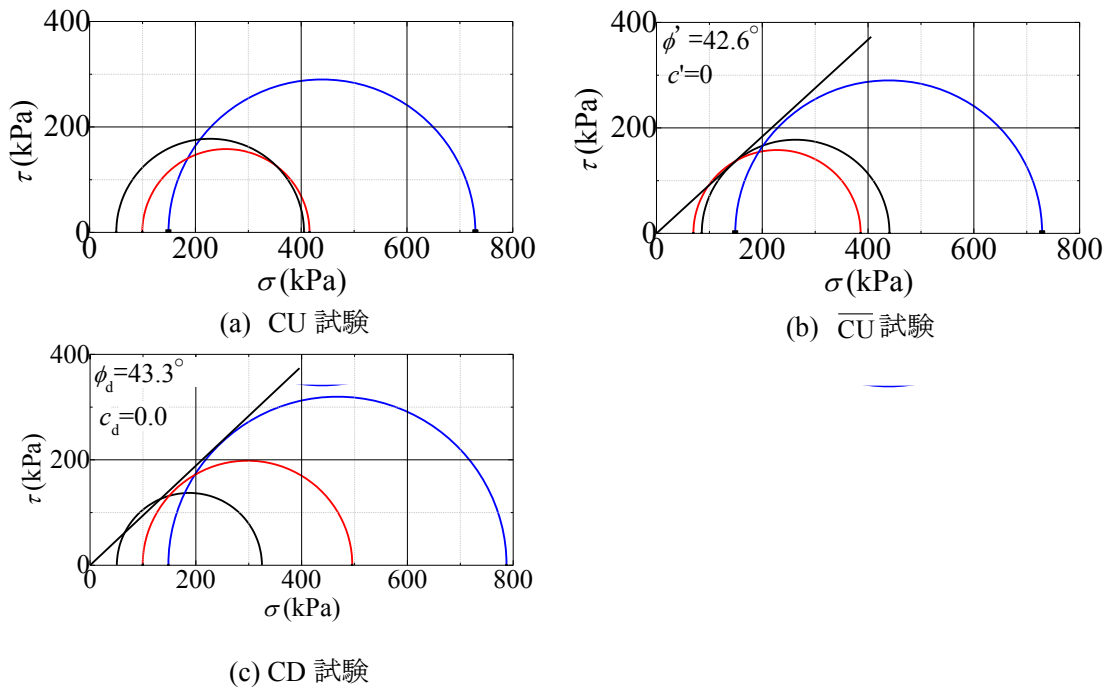


図 4.3.23 中部試料（含水比 3%）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

c) 紀の川試料の三軸試験結果

図 4.3.24 および図 4.3.25 に相対密度 40% のそれぞれ  $\overline{CU}$  試験および CD 試験結果を示す。 $\overline{CU}$  試験の有効応力経路から、有効拘束圧 50kPa の試験では塑性圧縮後、正のダイレイタンスーが見られ密詰め傾向を示しているのに対し、有効拘束圧 100kPa の試験では、塑性圧縮し続けるゆる詰め傾向を示している。CD 試験の体積ひずみ～軸ひずみ関係では、有効拘束圧 50kPa の試験では 0.5%程度まで圧縮し、その後膨張し続けて試験を終了しており、密詰め傾向を示している。有効拘束圧 100kPa の試験ではせん断終了時まで体積圧縮し続けているためゆる詰め傾向を示している。図 4.3.26 に相対密度 50% の  $\overline{CU}$  試験結果を示す。有効応力経路では、せん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスーが見られ密詰め傾向を示している。

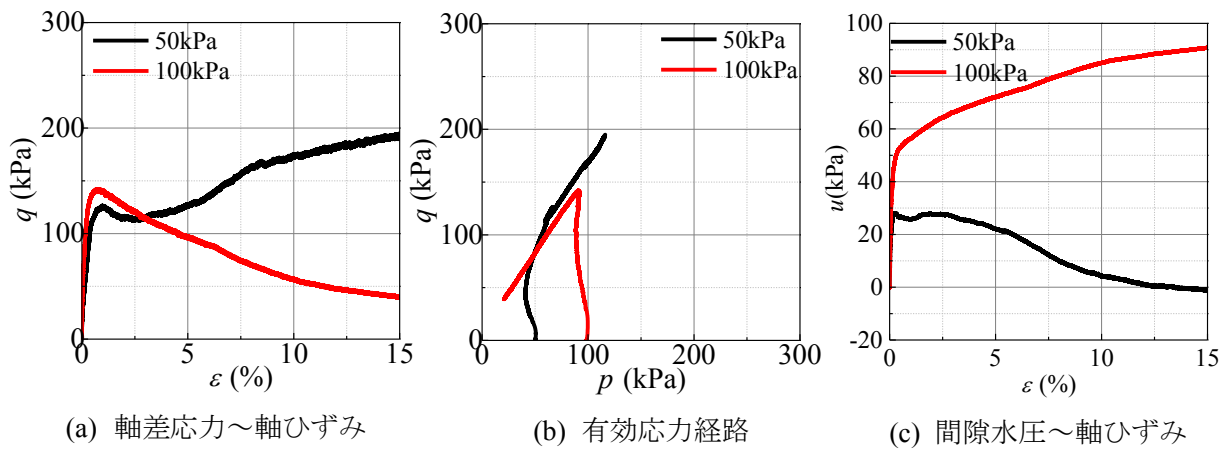


図 4.3.24 相対密度 40% の  $\overline{CU}$  試験結果

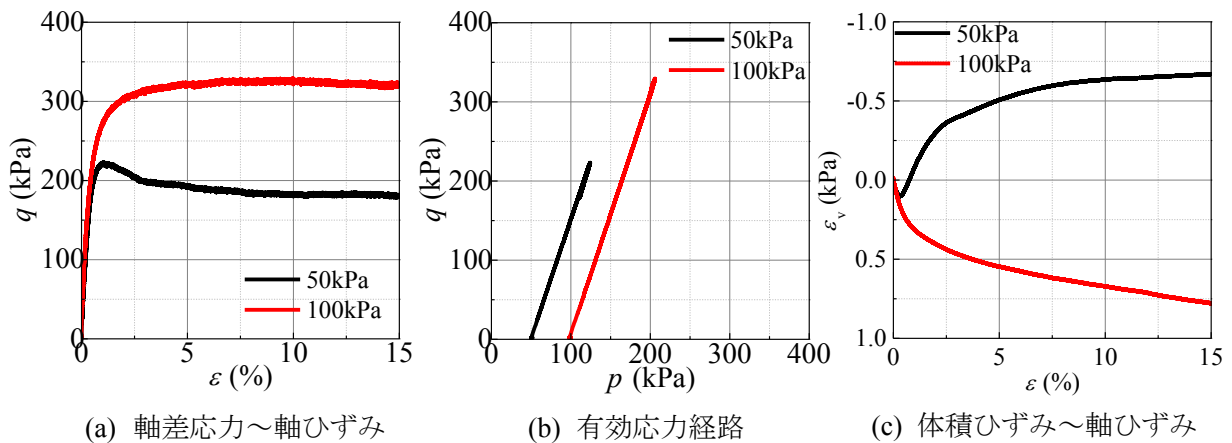


図 4.3.25 相対密度 40% の CD 試験結果

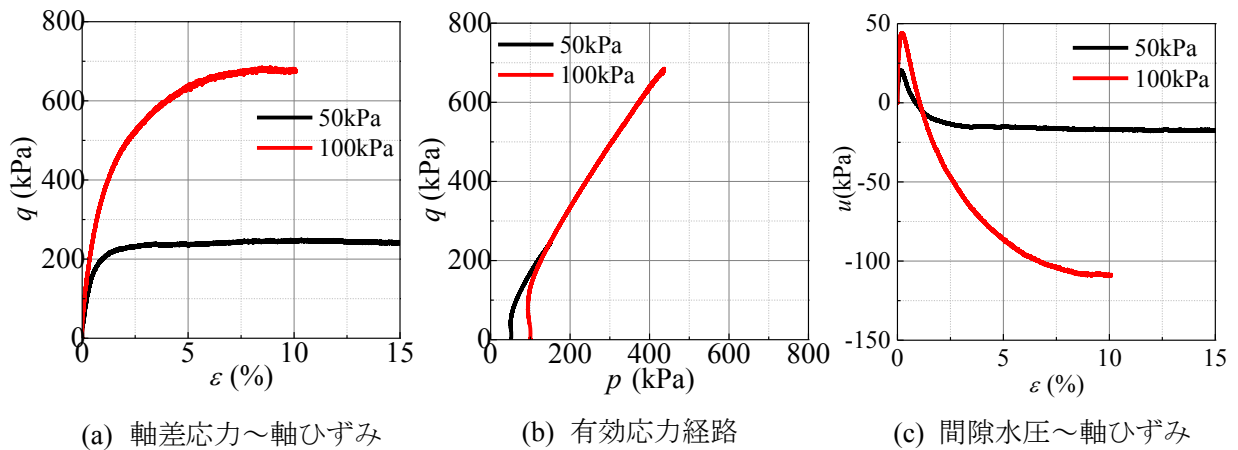


図 4.3.26 相対密度 50%の $\overline{CU}$ 試験結果

図 4.3.27 および図 4.3.28 に相対密度 40%および 50%の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。相対密度 40%のモール円に着目すると、CU 試験では有効拘束圧 100kPa の試験より 50kPa の試験の方が大きな軸差応力が得られたため、モール円の逆転現象が見られ、拘束圧に整合するモール円が得られなかった。一方、 $\overline{CU}$ 試験、CD 試験ではいずれもせん断中のダイレイタンス特性が反映されているため拘束圧に整合したモール円が得られた。相対密度 50%のモール円では、CU 試験、 $\overline{CU}$ 試験ともに強度定数が得られた。ただし、この強度定数は有効拘束圧 50kPa の試験を基準に得られたものである。

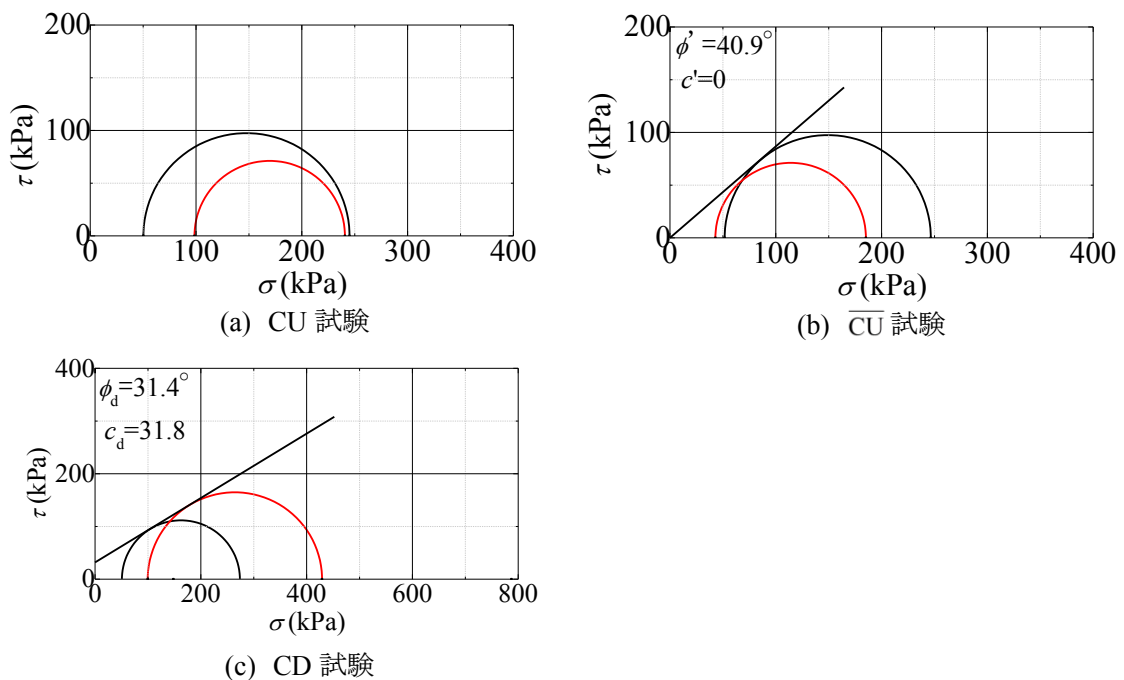


図 4.3.27 相対密度 40%の破壊時のモールの応力円と破壊規準

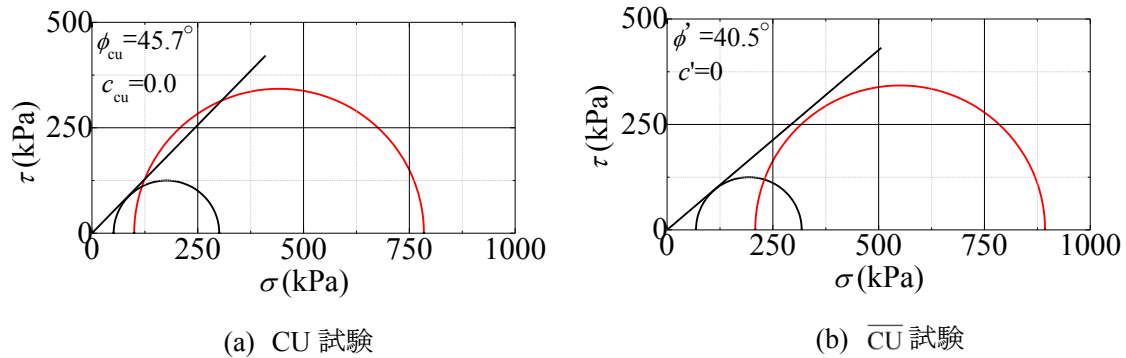


図 4.3.28 相対密度 50%の破壊時のモールの応力円と破壊規準

d) 信濃川試料の三軸試験結果

図 4.3.29 に  $\overline{CU}$  試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみに着目すると、いずれの有効拘束圧でも軸ひずみ 1%未済までに軸差応力がピークに達し、その後、ひずみ軟化の挙動が見られる。有効応力経路では、有効拘束圧の低い 30kPa, 50kPa の試験では正のダイレイタンスーが見られた後、塑性圧縮し続けて試験を終了している。一方、有効拘束圧の高い 100kPa, 150kPa の試験では正のダイレイタンスーが見られず、せん断初期から終了時まで塑性圧縮し続けて試験を終了している。

図 4.3.30 に CD 試験結果を示す。体積ひずみ～軸ひずみ関係では、いずれの有効拘束圧でもせん断終了時まで圧縮し続けて試験を終了しており、ゆる詰め傾向を示している。

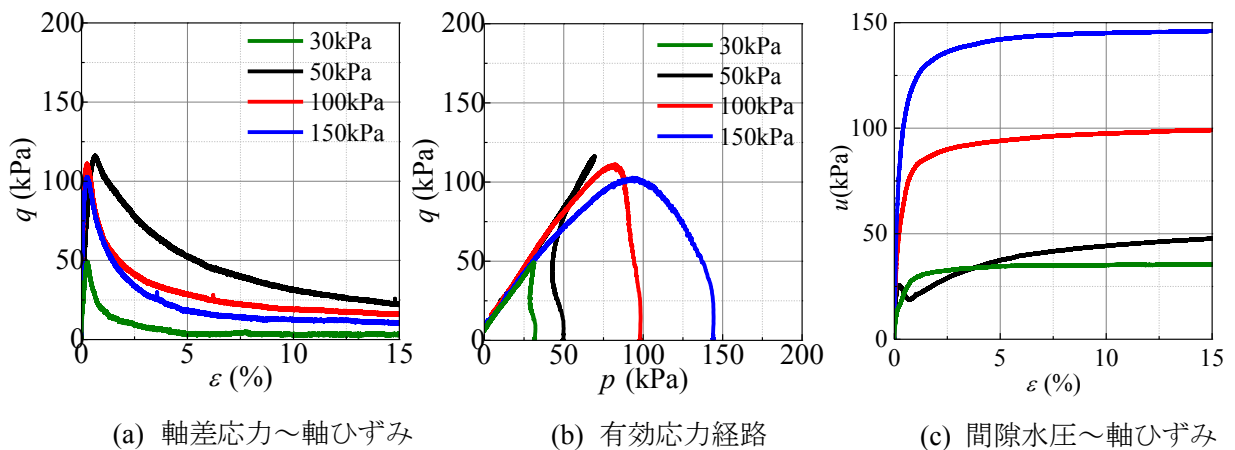


図 4.3.29  $\overline{CU}$  試験結果

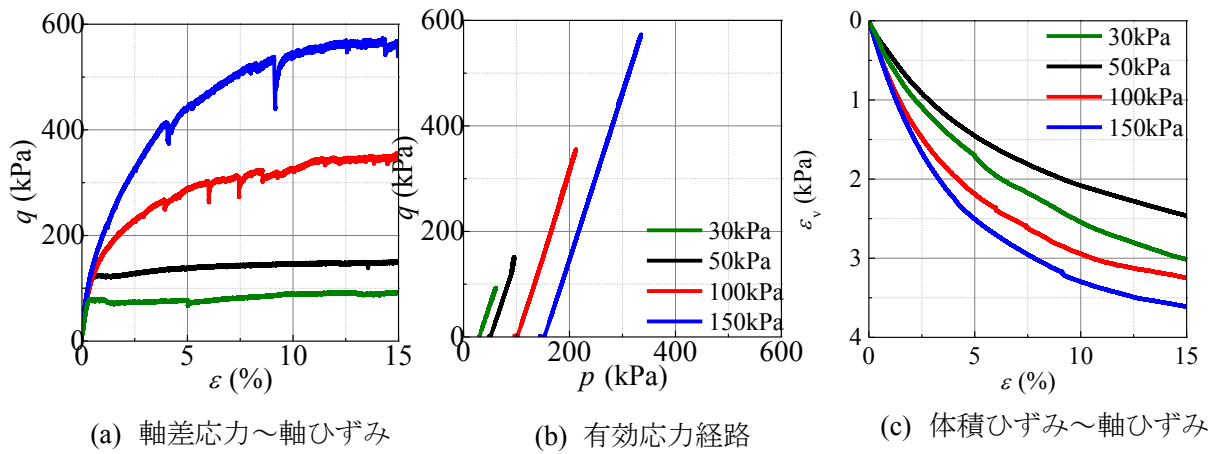


図 4.3.30 CD 試験結果

図 4.3.31 に破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。仁淀川試料と同様に CU 試験、 $\bar{C}U$  試験ともに拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。一方、CD 試験ではせん断中のダイレイタンス特性を反映したために拘束圧に整合するモール円が得られた。

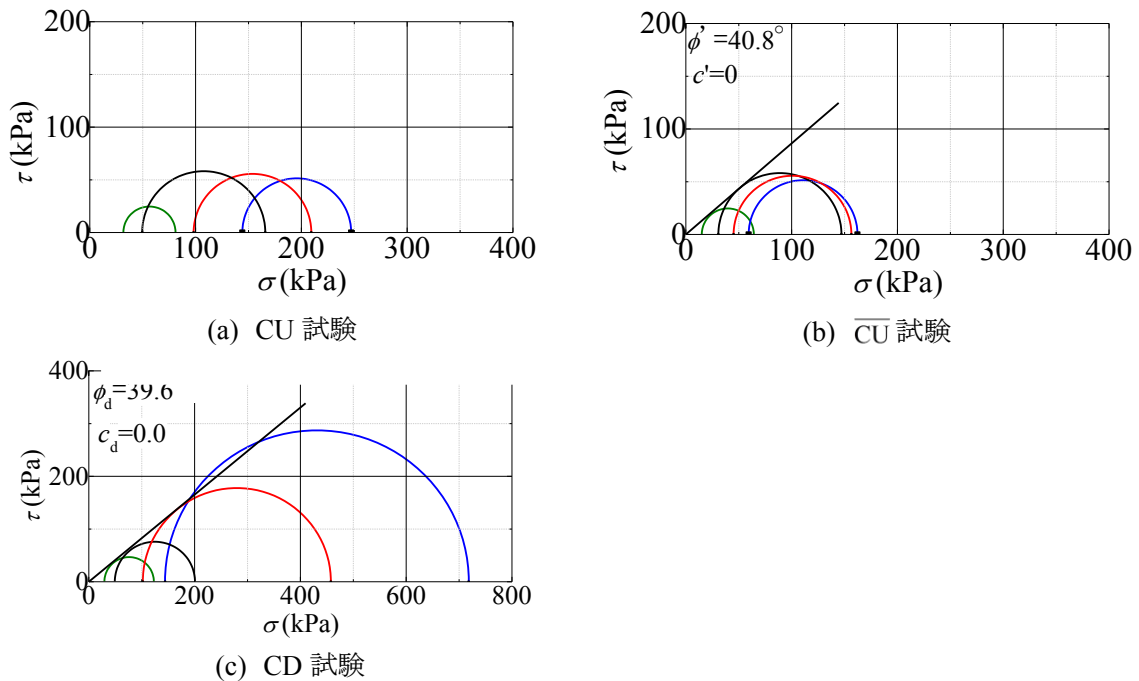


図 4.3.31 破壊時のモールの応力円と破壊規準

### e) 礫質堤防土の試験のまとめ

大きな礫を含む礫質土試料を用いて大型三軸試験を実施した。その結果、仁淀川試料では全体的に密詰め傾向を示した。供試体内に含まれている粒径の違いによる比較では、粒径 37.5mm 以上の礫を取り除いた試験の方が大きな軸差応力が得られた。また、含水比による違いでは含水比を高く設定した試験の方が大きな軸差応力が得られた。紀の川試料では相対密度 40%の $\overline{CU}$ 試験、CD 試験いずれも有効拘束圧 100kPa のみゆる詰め傾向を示しているが、それ以外の試験では密詰め傾向を示している。信濃川試料では仁淀川試料、紀の川試料と異なり、いずれの有効拘束圧でもゆる詰め傾向を示している。

モールの応力円では、いずれの試料においても CU 試験では拘束圧に整合するモール円が得られず破壊基準線が描けず強度定数の設定が困難であった。一方、 $\overline{CU}$ 試験や CD 試験ではせん断中の正のダイレイタンス特性を反映させていたため拘束圧に整合するモール円が得られた。このように、拘束圧に整合しない試験結果が得られた理由として、供試体が正規圧密の状態や過圧密の状態の違い、また、供試体作製の違いなどが考えられる。

## (3) 強度定数の最適な設定方法の検討

### a) 従来の設定方法の課題

河川堤防は比較的密詰めの堤防が多い。そのため、完全に水を排水させないように行う非排水試験や、過剰間隙水圧が発生しないように行う排水試験では、理想的な試験条件であるため正のダイレイタンスの拘束圧によって軸差応力が増加をし続ける傾向がある。手引きの改訂<sup>2)</sup>によって試験条件の幅は広がったが、強度定数の設定方法は地盤工学会の三軸試験の試験基準により、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ 15%と定義している。密詰め傾向の試験では軸差応力の最大値を持たない場合が多く、軸ひずみ 15%での強度定数を用いられる。

図 4.3.32 に北島試料（不攪乱）の $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路を示す。図に示すように、正のダイレイタンスの拘束によって軸差応力が大きく増加してしまう場合、軸差応力最大時では骨格構造が大きく構造変化をしたあとの強度定数であるため、安全率を過大に評価していると思われる。CU 試験では試験に用いる供試体のバラツキが影響するため、強度定数が得られないことがある。そのため、合理的に強度定数を決定する手法として、CD 試験の代用として、 $\overline{CU}$ 試験における土の骨格構造が大きく変化をし始めるところ（変相時）で検討する。

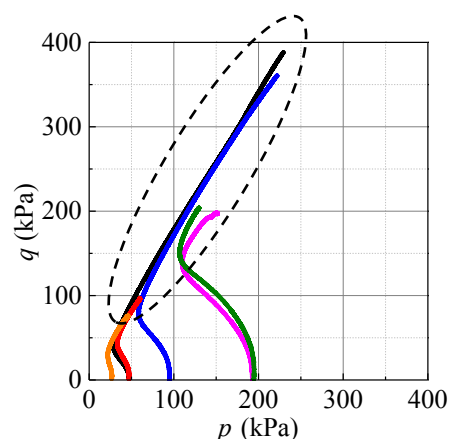


図 4.3.32 北島試料の有効応力経路



b) 変相時での強度定数の設定方法

図 4.3.33 に北島試料（不攪乱）の  $\overline{CU}$  試験結果を示す。変相時での強度定数の設定方法としては、密詰め傾向の供試体の場合、間隙水圧の最大値が明確に表れているときは、最大値の時の軸ひずみを読み取り、その時の軸差応力の値を用いてモールの応力円を描く。次に、間隙水圧の明確な最大値が得られないときは、有効応力が最小値の時の軸ひずみを読み取り、その時の軸差応力の値を用いてモール円を描く。ゆる詰め傾向の供試体の場合は地盤工学会の三軸試験の試験基準に定められている通りに、軸差応力の最大時の時のモールの応力円を描く。

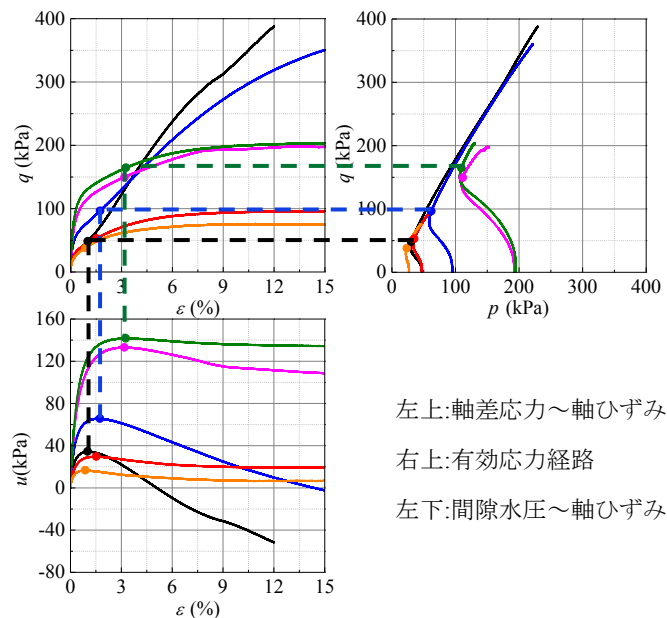


図 4.3.33  $\overline{CU}$  試験による変相状態の決め方（北島試料の例）

c) 弾塑性論に基づく土質試験で得られる強度定数の合理的解釈

ここでは、三軸試験の各種の条件下で求められる土質定数について、弾塑性論に基づいてその位置づけについて考察し、最終的に河川堤防のすべり計算に用いるのに最適な土質定数を検討する。

オリジナルカムクレイモデルを代表する限界状態土質力学<sup>6)</sup>に基づけば、限界状態線（Critical State Line: 以下 CSL と略記）は図 4.3.34(a) に示すように、塑性膨張と塑性圧縮の境界線となり、負荷規準を考察することによって、軟化と硬化の境界にもなる。ただし、図 4.3.34(a) の赤線で示すように、練返し粘土のような理想的な土のせん断挙動を説明するだけであれば、それで事足りるが、図 4.3.34(b) の青線で示すような典型的な密詰めの砂であったり、図 4.3.34(c) の赤線で示すような典型的なゆる詰めの砂であったりした場

合、前者であれば「塑性膨張を伴う硬化」、後者であれば「塑性圧縮を伴う軟化」という図 4.3.34(a) のオリジナルカムクレイモデルの範疇の弾塑性論では説明できない。そのため、金属塑性の繰返し挙動を説明するために橋口が開発した下負荷面<sup>7)</sup>をカムクレイモデルに組み込むことによって、硬化と軟化の境界を CSL より上側で規定することが可能となり、「塑性膨張を伴う硬化」という密な砂の力学挙動が説明できるようになった<sup>8), 9)</sup>。ちなみに、CSL と硬化・軟化を規定する線の拡がりは、「過圧密」の度合いによって決まる。

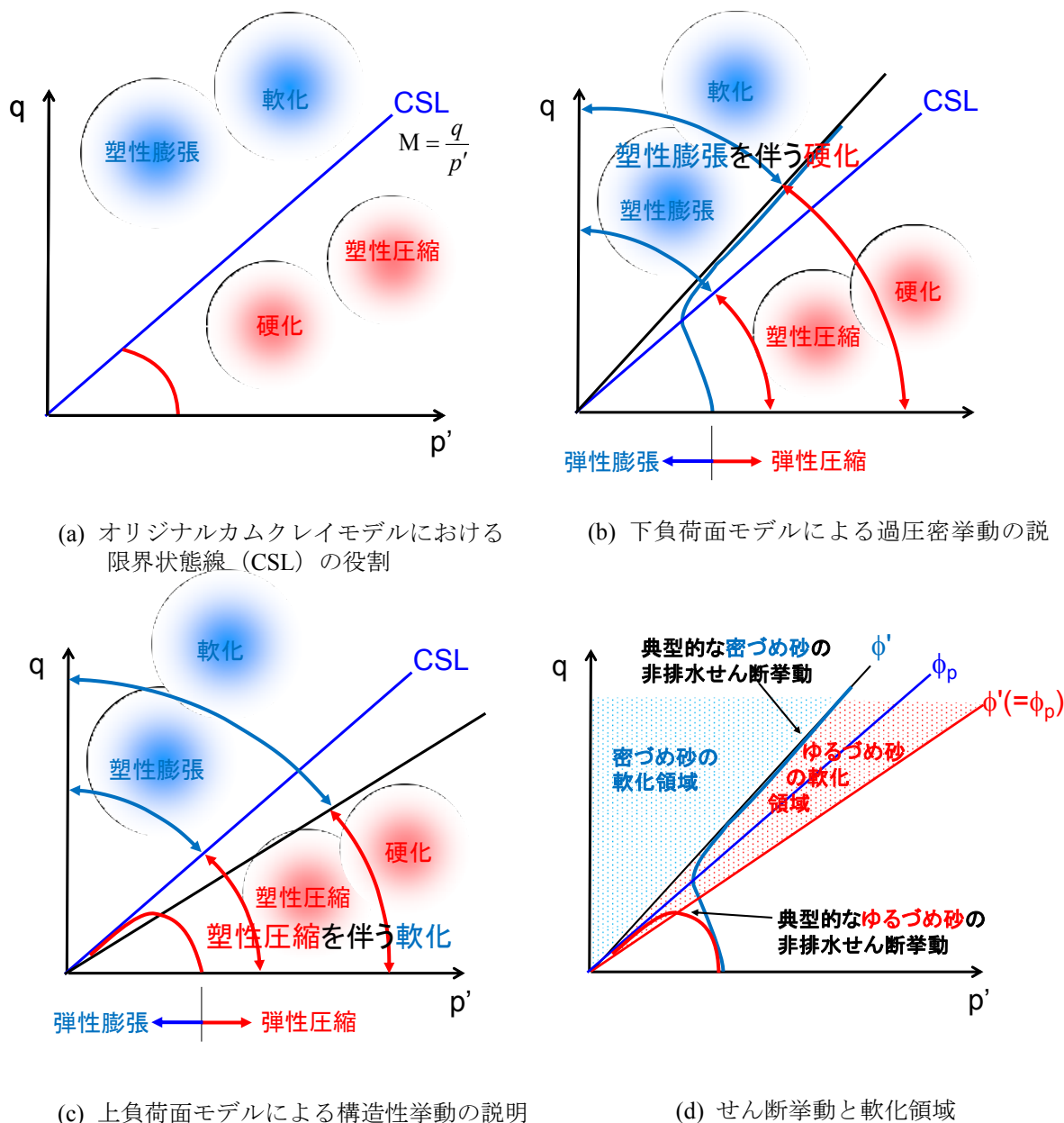


図 4.3.34 弾塑性モデルに基づく土のせん断挙動の解釈

一方、発想を逆にして、「土の骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）」の度合いに応じて、硬化・軟化の境界を CSL の下側に決めることにより、「塑性圧縮を伴う軟化」を説明できるようにしたものが、上負荷面カムクレイモデル<sup>10)</sup>である。実際の土は自然の状態において、「過圧密」も「構造」も有しており、そのいずれの度合いが卓越し、かつそれらの影響度合いがせん断中に徐々に変わる。両者を組み込んだモデルが SYS カムクレイモデル<sup>11)</sup>であるが、両者の影響度合いをうまくモデル化しさせれば、三軸試験で得られるバラツキを含めた砂質堤防土の複雑かつ様々なせん断挙動も説明可能である。浅岡らが下負荷面モデルを土の弾塑性モデルに適用することによって、過圧密土の力学挙動の説明に成功して以降、下負荷面を用いた類似のモデルが多く提案されている。また、上負荷面の概念と類似のモデルもいくつも提案されてきている。

ここでは、個別のモデルの詳細な説明は割愛し、弾塑性論の立場から土質定数の考察を行う。図 4.3.34 (d) の青線の典型的な密詰め砂の非排水せん断挙動を考える場合、 $\overline{CU}$  試験で得られる内部摩擦角 $\phi'$ は、CSL の上側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。土固有の状態量である CSL は、前節で提案した変相線に相当し、その線の傾き $\phi_p$ は、CSL の傾き  $M$  に相当する。一方、ゆる詰め砂の典型的な非排水せん断挙動である赤線を考える場合、 $\overline{CU}$  試験で得られる内部摩擦角 $\phi'$ は、CSL の下側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。前節で提案したように、ゆる詰め砂の場合には、変相線の傾き $\phi_p$ と通常の内摩擦角 $\phi'$ は一致する。結果として、 $\overline{CU}$  試験で得られる強度定数の位置づけを明確にすると、砂の状態を問わず、内部摩擦角 $\phi'$ は軟化領域と硬化領域の境界である。

図 4.3.35 は上記の位置づけを明確にするために実施した、有効応力経路を制御した排水（吸水）せん断試験（以下、吸水軟化試験）の結果である。比較のために通常の $\overline{CU}$  試験も実施している。実験試料は、小鴨川堤防で採取した礫混じり砂であり、密詰め（締固め度 90%）とゆる詰め砂（締固め度 80%）の 2 種類である。(b)の有効応力経路には、 $\overline{CU}$  試験による経路を、密詰め砂が青線、ゆる詰め砂がピンクで示している。通常の実務と同様に、この二つの $\overline{CU}$  試験結果から、密詰め、ゆる詰めそれぞれの $\phi'$ 、 $\phi_p$ を決め、それぞれの傾きが低い有効応力レベルにおいて、どのような位置づけにあるのか、吸水試験によって明らかにする。(c)の有効応力経路は、(b)を拡大したものである。黒線が密詰め砂の吸水試験結果であり、重なって見えづらいが、赤線がゆる詰め砂の吸水試験結果である。さらに、ゆる詰め砂の結果のみにした図が(d)の有効応力経路である。

(c)の有効応力経路に着目する。通常の $\overline{CU}$  試験と同様に、初期有効応力 100kPa で等方圧密した後、排水条件で徐々に軸差応力を増加させ、 $q=50\text{kPa}$  まで上昇させる。ここまでは、通常の CD 試験とほぼ同じである。 $q=50\text{kPa}$  到達後は、そのまま  $q$  一定のまま、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力  $p'$  を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬した

ものであり、低有効応力状態での破壊を観察するための実験である。(c)図より、密詰め砂の黒線は、 $\overline{CU}$  試験で得られた $\phi_p$ を超え、 $\phi'$ を超えて軟化領域に入り、しばらくしてから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。(a)の軸差応力～軸ひずみ関係において、急激に吸水が始まり破壊したと判断できる点を黒点で表しているが、その状態に至るまでほとんど軸ひずみが進行しておらず、いわば剛塑性的な破壊をしている。一方、(d)のゆる詰め砂も同様の実験をしているが、 $\overline{CU}$  試験で得られた $\phi_p$ ならびに $\phi'$ を超えて軟化領域に入り、 $\overline{CU}$  試験の有効応力経路と同じ位置に至ってから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。

以上のように、 $\overline{CU}$  試験で決定した $\phi_p$ ならびに $\phi'$ は、有効応力の空間上で、排水条件や応力レベルに関係なく、破壊領域を特定するための境界線として用いることができる。具体的には $\phi'$ よりも左側に有効応力状態が入ると危険である。ただし、後に示すように、密詰め砂の $\phi'$ は、試料の状態によって容易に変わりうるものであることから、土の固有の性質を表す CSL に相当する $\phi_p$ を用いる方が、安全側でもあり、適切であると考えている。また、堤防は低拘束圧での破壊現象であるため、通常の高い拘束圧での三軸試験は不適切であるとの批判もよく聞かれる。しかし、本節の実験からわかるように、三軸試験で決定しているのは応力レベルの小さい領域でも成り立つ破壊の敷居線であり、低拘束圧で無理に求める必要もなく、実験誤差の少ない通常の応力レベルでの実験でも問題はない。

以上をまとめると、すべり破壊に用いる強度定数は、 $\overline{CU}$  試験を実施した上で、 $\phi_p$ ならびに $\phi'$ を求め、基本的には $\phi_p$ を採用する。なお、 $\phi_p$ ならびに $\phi'$ の決定にあたっては、粘着力  $c$  はゼロとして求めることが妥当である。 $c=0$  にすることにより、表層すべりモードが頻出してしまうことが考えられるが、これは実際に破壊に至るモードであるのか判断し、表層滑りモードは採用しないように配慮することによって、問題は回避できるものと考えている。

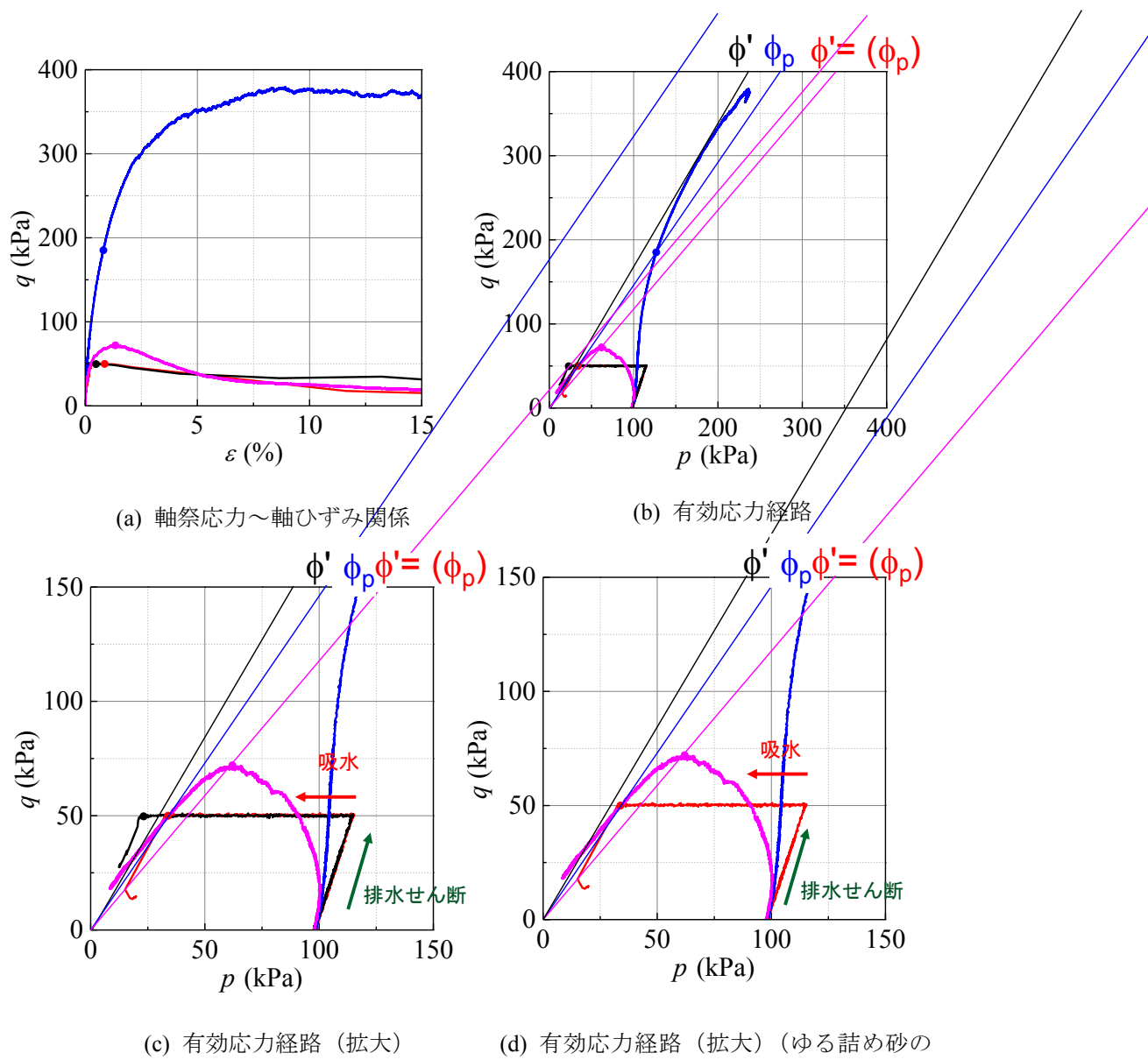


図 4.3.35 吸水軟化試験による  $\overline{CU}$  試験の強度定数の位置づけの検討

d) 変相状態を用いた強度定数に関する実験データの整理

表 4.3.3 に本研究でデータ整理した三軸試験結果について、それぞれの試験結果の特徴や評価のポイントを整理して示す。表 3.4.2～3.4.13 にそれぞれの試験試料に対して、通常の土質試験法で定められた最大軸差応力時の応力状態から求めた強度定数と変相時の応力状態から求めた強度定数を示す。

表 4.3.3 各試験結果の特徴と評価ポイント

表番号	試料	供試体	寸法	土質	供試体密度	特記事項
表 4.3.4	北島 (凍結)	不攪乱	小型	砂	密	
表 4.3.5	晩翠 (凍結)					
表 4.3.6	淀川 (凍結)					
表 4.3.7	北島 (再構成)	再構成	小型	礫混じり砂	緩～密	構造の違い
表 4.3.8	小鴨川				緩	礫分粒調
表 4.3.9	小鴨川 (礫分粒調)		原粒度			
表 4.3.10	小鴨川			大型	砂礫	
表 4.3.11	江の川		小型	礫混じり砂	緩～密	せん頭粒調
表 4.3.12	仁淀川		大型	砂礫	緩	原粒度
表 4.3.13	仁淀川 (上部)				密	粒度調整
表 4.3.14	仁淀川 (中部)					
表 4.3.15	紀の川	緩				

表 4.3.4～4.3.6 に示す結果は、堤防から直接採取したいわゆる不攪乱試料の結果である。また、いずれの試料も砂質土であり、典型的な密詰め土のせん断挙動を示す試料である。すなわち比較的小さなひずみレベルのうちに、有効応力経路が減少から増加に転じて正のダイレイタンスーを示す。表 4.3.4～4.3.6 の特に  $\overline{CU}$  試験結果 (表中は CUB 試験と表記) に着目すると、軸差応力最大時 (表中は最大時と略して表記) と変相時の内部摩擦角  $\phi$  の間には、表 3.4.2 の北島試料では  $4^\circ$  程度、表 3.4.3 の晩翠試料ではほぼ同じ、表 4.3.6 の淀川試料では  $0\sim 7^\circ$  程度の差がある。ただし、差が大きい場合は、正のダイレイタンスー発現後に応力比が増加し続ける場合であり、完全非排水せん断条件という謂わば試験装置の中だけの理想条件によって増加し続ける場合である。そのため、変相状態で内部摩擦角を評価するのは、非現実的な試験条件に入る前の強度定数であり、過大評価に繋がらない妥当な値である。結果として、密詰め砂質土の場合には、 $\overline{CU}$  試験を実施した上で、変相状態で強度定数を評価することが妥当である。

表 4.3.7 の北島試料は、表 4.3.4 の不攪乱北島試料と同じ場所で採取したものであり、

実験室にて締め固めて再構成している。2種類密度（締固め度）で試験を行ったが、この試験に関して言えば、いずれの密度でも明確な差はあらわれなかった。表 4.3.7 に示す強度定数においても明確な差はない。この再構成試料の特徴として着目すべき点は、表 4.3.4 の不攪乱試料と異なり、最大軸差応力時も変相時も内部摩擦角はほとんど差がないことである。すなわち、不攪乱試料では、正のダイレイタンスー発現によって、軸差応力  $q$  と平均有効応力  $p'$  との応力比  $q/p'$  が増加することが多いのに対して、再構成試料では応力比  $q/p'$  があまり増加しない。そのため、最大軸差応力で強度定数を評価する場合には、不攪乱試料と再構成試料では内部摩擦角が大きく異なるように評価される。しかしながら、変相時で強度定数を評価する場合には、不攪乱でも再構成でもほとんど同じ値になっており、再構成試料でも十分に強度定数が評価できる。再構成試料と不攪乱試料との差は土骨格構造であると考えられるが、安定性評価においては、不攪乱試料の構造は、試験結果のバラツキを生み出す原因になることもあり、重要性は低い。

表 4.3.4 北島試料（凍結砂）の強度定数

北島（凍結砂）				
試験条件	最大時		変相時	
	粘着力 $c$	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 $c$	内部摩擦角 $\phi$
CU			6.6	15.9
CUB	0.0	41.2	0.0	37.0
CD	10.7	39.4		

表 4.3.5 晩翠試料（凍結砂）の強度定数

晩翠（凍結砂）				
試験条件	最大時		変相時	
	粘着力 $c$	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 $c$	内部摩擦角 $\phi$
CU			5.5	14.8
CUB	0.0	40.4	0.0	40.0
CD	0.0	46.4	—	—

表 4.3.6 淀川試料（凍結砂）の強度定数

淀川					
	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
S2	CU	0.0	23.5	0.0	15.4
	CUB	0.0	34.9	0.0	30.5
	CD	0.0	40.3	—	—
S3	CU	—	—	0.0	16.7
	CUB	0.0	34.8	0.0	29.8
	CD	0.0	34.9	—	—
S4	CU	0.0	27.7	0.0	21.6
	CUB	0.0	36.9	0.0	36.1
	CD	0.0	34.0	—	—
S5	CU	—	—	0.0	17.4
	CUB	0.0	35.0	0.0	29.9
	CD	0.0	32.1	—	—
S6	CU	0.0	17.2	0.0	16.1
	CUB	0.0	35.1	0.0	34.3
	CD	0.0	33.7	—	—
S11	CU	0.0	29.6	0.0	15.7
	CUB	0.0	36.9	0.0	29.8

表 4.3.7 北島試料（再構成）の強度定数

北島（再構成）					
締固め度 (%)	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
85	CU	0.0	36.6	0.0	25.4
	CUB	0.0	37.8	0.0	36.2
90	CU	—	—	0.0	25.2
	CUB	0.0	38.6	0.0	37.8

表 4.3.8 の小鴨川試料は砂礫試料を粒度調整し、礫混じり砂としたものであるが、供試体作製時の含水比を変えることによって、骨格構造の違いを作ることによって成功した例である。すなわち、特に最適含水比に近い 10% に調整して締め固めた供試体においては、0% で作製した供試体よりも明らかに高位な骨格構造を有している。そのような目で表 4.3.8 の試験結果を見ると、初期含水比 0% で作製した供試体においては、締固め度を変えてもほとんど内部摩擦角に差はあらわれない。一方、初期含水比 10% で作製した供試体においては、最もゆるい相対密度 80% の供試体の変相時の内部摩擦角は 30° を下回っており、他の締固め度 85% と 90% の供試体では、35° 程度となり、明確な差が現れている。表 4.3.9 の小鴨川試料は、礫分を原粒度と揃えるという特殊な粒度調整を行った試験であるが、内部摩擦角に関する傾向は表 4.3.8 の通常の粒度調整の試料による試験結果とほぼ同じである。また、表 4.3.11 に示す江の川試料においても、表 4.3.9 の初期含水比 10% の試験結果の傾向とほぼ同じである。



表 4.3.8 小鴨川試料の強度定数

小鴨川						
通常						
初期含水比	締固め度(%)	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
0	80	CU	0.0	14.5	0.0	11.5
		CUB	0.0	37.3	0.0	36.9
	85	CU	0.0	19.0	0.0	12.4
		CUB	0.0	38.9	0.0	35.9
	90	CU	0.0	36.7	0.0	18.8
		CUB	0.0	39.1	0.0	36.3
10	80	CU	0.0	13.2	0.0	13.2
		CUB	0.0	27.0	0.0	27.0
	85	CU	16.4	18.3	16.4	18.3
		CUB	0.0	33.8	0.0	33.8
	90	CU	61.3	26.0	0.0	25.4
		CUB	0.0	39.2	0.0	34.4
14	80	CU	0.0	15.4	0.0	15.4
		CUB	0.0	31.9	0.0	31.9
		CD	0.0	35.5	—	—
	85	CU	0.0	29.3	0.0	27.5
		CUB	0.0	40.6	0.0	39.6
		CD	0.0	37.8	—	—
	90	CU	101.6	24.3	0.0	25.3
		CUB	6.6	38.3	0.0	38.3
		CD	0.0	39.3	—	—

表 4.3.9 小鴨川試料（礫分粒調）の強度定数

小鴨川						
礫分粒調						
初期含水比	締固め度(%)	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
0	85	CU	0.0	20.3	0.0	15.4
		CUB	0.0	40.2	0.0	37.1
	90	CU	0.0	16.4	16.4	17.1
		CUB	0.0	40.3	0.0	38.0
10	80	CU	0.0	18.4	0.0	18.4
		CUB	0.0	29.6	0.0	29.6
	85	CU	0.0	28.1	0.0	26.0
		CUB	0.0	38.8	0.0	35.9

表 4.3.10 は小鴨川の砂礫試料を原粒度のまま直径 30cm の大型三軸試験を実施した結果である。砂礫試料の場合、同じ締固め度であっても、粒径の大きい石分が高密度であるため、相対的に細かい砂礫で構成されるマトリックス部分はゆる詰め構造になりやすい。この試験結果においても、締固め度 85%の結果は、かなりゆる詰めの砂質土の傾向を示し、締固め度 90%においても中密な傾向を示している。90%の場合、最大軸応力発揮時と変相時での内部摩擦角は 5°程度の違いがでている。この試料は再構成試料であるが、粒度が広範な砂礫であるため、再構成であっても骨格構造を形成しやすいと考えられる。

表 4.3.10 小鴨川試料（大型試験）の強度定数

小鴨川					
大型					
締固め度	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力	内部摩擦力	粘着力	内部摩擦角
85	CU	0.0	12.7	0.0	12.7
	CUB	0.0	20.3	0.0	20.3
	CD	29.0	38.6	—	—
90	CU	39.0	23.1	0.0	16.9
	CUB	22.2	34.2	0.0	29.5
	CD	18.0	41.1	—	—

表 4.3.11 江の川試料の強度定数

江の川					
締固め度	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
80	CU	0.0	13.1	0.0	13.1
	CUB	0.0	21.0	0.0	21.0
	CD	0.0	33.7	—	—
85	CU	45.0	17.3	0.0	20.9
	CUB	0.0	30.2	0.0	30.1
	CD	0.0	33.7	—	—
90	CU	118.9	21.8	0.0	22.9
	CUB	59.4	27.8	0.0	29.2
	CD	0.0	37.5	—	—

表 4.3.12～4.3.15 は仁淀川砂礫ならびに紀の川砂礫の大型三軸試験結果である。この場合、ほぼ原粒度の砂礫試料を用いて大型三軸試験を実施しているが、ゆる詰め傾向から密詰め傾向まで広いせん断挙動を示している。総じて、砂質土と同様に最大軸差応力時と変相時との内部摩擦角は若干の差が生じており、密詰めせん断挙動を示す試験結果ほどその傾向が明確に現れている。

一方、全部の試験結果の共通事項として、CD 試験による内部摩擦角は、総じて変相角の内部摩擦角よりも大きくなり、強度定数を大きく過大評価してしまうと考えてよい。さらにその内部摩擦角を発揮するひずみレベルは総じて非常に大きく、その点でも主働破壊に近いモードで破壊に至る河川堤防のすべり破壊の検討にあたっては、現実な試験条件とはいえない。以上より、 $\overline{CU}$  試験の変相時の強度定数を用いて安全性を検討することが最適解だと言える。

表 4.3.12 仁淀川試料（大型試験）の強度定数

仁淀川						
大型						
含水比	相対密度	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
4	70	CU	0.0	15.6	0.0	15.6
		CUB	0.0	29.3	0.0	29.3
		CD	12.4	39.6	—	—
	80	CU	0.0	19.5	0.0	19.5
		CUB	0.0	32.0	0.0	32.0
		CD	17.6	39.9	—	—

表 4.3.13 仁淀川試料（上部試料）の強度定数

仁淀川							
中型 上部試料							
含水比	相対密度	粒径	試験条件	最大時		変相時	
				粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
2	50	37.5	CU	$\frac{0.0}{0.0}$	$\frac{0.0}{0.0}$	3.2	30.2
			CUB	0.0	41.9	0.0	41.1
		53	CU	$\frac{0.0}{0.0}$	$\frac{0.0}{0.0}$	0.0	31.5
			CUB	0.0	43.8	0.0	39.9
	60	53	CU	$\frac{0.0}{0.0}$	$\frac{0.0}{0.0}$	0.0	31.9
			CUB	0.0	42.6	0.0	41.4

表 4.3.14 仁淀川試料（中部試料）の強度定数

仁淀川						
中型 中部試料						
含水比	相対密度	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
2	60	CU	/	/	23.7	15.7
		CUB	0.0	42.0	0.0	38.7
		CD	0.0	40.6	—	—
3		CU	/	/	0.0	29.3
		CUB	0.0	42.6	0.0	39.3
		CD	0.0	43.3	—	—

表 4.3.15 紀の川試料の強度定数

紀の川						
含水比	相対密度%	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 c	内部摩擦角 $\phi$
3	40	CU	/	/	0.0	24.9
		CUB	0.0	40.9	0.0	38.9
		CD	31.8	31.4	—	—
3	50	CU	0.0	45.7	4.0	23.8
		CUB	0.0	40.5	0.0	34.6

e) 最適な設定方法のまとめ

砂質土から礫質土まで、様々な供試体条件で $\overline{CU}$ 試験ならびにCD試験を実施し、すべり安定計算に用いる強度定数をどのように決めるべきかについての検討を行った。透水係数が高い礫質土においては、排水条件のCD試験が適切と判断される場合も多いが、礫質土ほどゆる詰め傾向になることが多く、その場合のCD試験で得られる強度定数は非常に大きく、過大評価に繋がる危険性が高い。また、密詰め傾向の堤防土であっても、CD試験の強度定数は、過大評価になることが多いことが多くの実験結果からわかった。したがって、透水性、粒度、密度に拘わらず、 $\overline{CU}$ 試験を実施すべきである。

$\overline{CU}$ 試験を全応力と有効応力で整理した結果、全応力で整理した場合の強度定数は、供試体毎のバラツキに極めて敏感であるとともに、密詰め傾向の堤防土の軸差応力にはせん断強度としての意味はないため、全応力による整理ならびに強度定数の決定は不適切である。すなわち、CU試験による強度定数決定はしてはいけない。一方、有効応力による整理は、対象とする堤防土の固有かつ本質的な性質を把握する上で、極めて重要である。本研究では、有効応力で得られる強度定数（ここでは内部摩擦角）は、単にせん断強度を見積もるためのパラメータではなく、有効応力空間内で堤防土が破壊する領域を決定するためのパラメータであることを弾塑性論の枠組みから合理的に示し、特殊な吸水試験を通じてそれ

を証明した。吸水試験の結果からも、堤防のように浸透により徐々に有効応力が低下することによって破壊に至る現象の場合、破壊直前まで土骨格に変形がほとんど起こらない「剛塑性的」な力学挙動を呈することが示された。そのため、三軸試験を実施する際には、無理矢理せん断ひずみを与えた状態で計測される物性ではなく、ひずみレベルの小さい範囲で本質的な物性を読み取ることが重要である。そのためにも、変相状態での評価は理に適っている。

すべり破壊の判定は、浸透解析による浸潤面の進行の予測とセットで行われる。堤防土の透水性はその浸透解析で反映されており、過剰間隙水圧の上昇あるいは負圧の蓄積が見込めないような砂質土であれば、浸透解析で予測した有効応力状態における破壊限度のせん断強度を変相時の強度定数から求めることにより、合理的なすべり安定計算ができると考えられる。

最後に、この強度定数決定法の適用性を考える上で、堤防土の透水性について言及しておく。本研究で検討に用いた土の粒径分布の  $D_{20}$  ならびに Creager による透水係数  $k$  を表 4.3.16 に示す。堤体砂質土の場合、細粒分も多く含まれているために、砂質土といえども透水性は低い。したがって、今回の検討は非常に幅広い透水性の範囲の堤防土で行っていきることがわかり、完全な粘性土と判断される堤防土でなければ、本研究で提案する強度定数評価法を適用してよいと考えている。

表 4.3.16 検討に用いた試料の  $D_{20}$  と Creager による透水係数  $k$  のオーダー

試料名	$D_{20}(\text{mm})$	$k (\text{m/s})$
北島	0.02~0.08	$10^{-7} \sim 10^{-6}$
晩翠	0.003~0.08	$10^{-8} \sim 10^{-6}$
淀川	0.004~0.26	$10^{-8} \sim 10^{-5}$
小鴨川	0.25~0.30	$10^{-5}$
江の川	0.22	$10^{-5}$
仁淀川 (上部)	2.0	$10^{-2}$
仁淀川 (中部)	1.0	$10^{-3}$
紀の川	0.45	$10^{-4}$
信濃川	0.25	$10^{-5}$

#### (4) 砂質堤防土の土質定数設定のガイドライン

礫質土も含む砂質堤防土の土質定数設定のガイドラインとして、特にすべり破壊の安定計算に最も重要な強度定数の設定法として以下の手順を提案する。

- ① 現地堤防の確認
- ② 不攪乱試料の採取が可能であれば採取する。不攪乱試料の採取が困難な場合には、攪乱試料を採取する。その際、現地土を試験室内で再構成できるように、堤体の乾燥密度の把握に努める。また、最大粒径の把握にも努める。

- ③細粒分 50%以上を含む粘性土の場合には、別途検討を行う。
- ④不攪乱試料の場合には必要に応じて凍結させた後に、供試体を作製する。再構成試料の場合には、堤防の乾燥密度にあわせて供試体を再構成するが、現地土に大きな礫が混入している場合には、礫分の含有率を現地と一致させるなどの工夫を行う。
- ⑤ $\overline{CU}$  試験を実施し、JIS 基準の強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  を求める。
- ⑥密詰め挙動の土の場合は、計測した過剰間隙水圧の最大値となる応力状態を、最大値が明確ではない場合は、有効応力が最小となる応力状態を用いて、強度定数を決定する。また、ゆる詰め挙動の土の場合には、軸差応力が最大となる応力状態を用いて、強度定数  $\phi_p$  を決定する。なお、いずれの場合も  $c=0$  と仮定の下で決定する。
- ⑦ $\phi$  と  $\phi_p$  が大きく異なる場合には、その理由を検討する。 $\phi_p$  のみが非常に小さい場合には、信頼性が低い場合があるので見直す。
- ⑧変相時で求められた  $\phi_p$  を強度定数として採用する。

## (5) まとめ

本項では、実際の堤防から砂質土ならびに礫質土試料を採取して三軸試験を実施するとともに、既往の研究で行った各種の砂質土から礫質土まで、また大型三軸試験から小型三軸試験まで、排水条件から非排水条件まで、さらに各種の粒度調整法など、様々な条件の三軸試験結果を用いてデータ整理を行った。その中で、粒度、密度、透水性などの堤防土の土質特性に応じて、適切かつ合理的な試験条件を明確に定めることを目指した。

さらに、弾塑性論に基づき、各種の強度定数の位置づけを明確にし、特殊な吸水試験によって、それを証明することに成功した。それにより、変相状態の有効応力で強度定数を決定する方法が最も合理的であることを示した。

以上の結果、砂質土から砂礫であればどのような堤防土にも適用できる、合理的かつ簡便な「土質定数設定のガイドライン」を提案することができた。

なお、ここでは粘性土堤体土は対象としていなかったため、次項以降において、粘性土の強度定数評価についても示す。

### 4.3.3 堤体土の簡易サンプリング法の提案との採取土の強度特性の評価

堤防の開削工事や開削調査などの際は、堤体内部の堤体土を採取する絶好の機会であるが、短時間に効率よく、かつ高品質なサンプリングを実施することが望まれる。著者らは、平成25年度から現在まで、国内の数カ所の河川堤防の開削工事や開削調査の際に、簡易的ないくつかのサンプリング手法を用いて堤体試料の採取を行い、その試料を用いて三軸試験を実施することにより堤体土の力学特性の評価を試みてきた。本項では、新たに試作した打ち込み式簡易サンプラーを用いて乱れの少ない堤体土を採取するとともに、三軸試験を実施して力学特性の観点から異なるサンプリング手法の試料の品質について検討した結果を示す。

#### (1) 砂質堤体でのサンプリング事例

サンプリングを実施したのは、上流に花崗岩帯を擁するために、比較的均質なマサ土で築堤された木津川の砂質堤防である。樋管改築のための開削工事（図4.3.36）の機会に、堤体内部の堤体土のサンプリングを実施した。サンプリング方法は次の2種類である。

方法A：短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法

方法B：長管細径の塩ビ管を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法

図4.3.37は方法A実施の様子である。内径100mmの塩ビ管（VP100）を長さ190mmに切断し、片側の端面をグラインダーで鋭利に削って刃先に加工している。この塩ビ管を、極力土を乱さないように丁寧に打ち込み、その後、手掘りで周囲の土を取り除いて取り出す（図4.3.38）。1本の塩ビ管につき、三軸試験の1本の供試体になるために、同一箇所から多数のサンプリングをする必要がある。図4.3.39は方法Bに使用した新たに作製した2重管サンプラーである。内径71mm、長さ500mmの薄肉塩ビ管（VU65）を内管としてセットでき、土質に応じて変更可能な脱落防止具も用意した。サンプリングの手順は、ハンマーを用いて打ち込み（図4.3.40）、打ち込んだサンプラーを引き抜き（図4.3.41）、解体して内管の採取試料を養生する（図4.3.42）。また、このサンプラーを用いて、堤体法面での採取を想定した斜め打ち込みによる採取（以下方法B-iと標記）も行った。図4.3.43が打ち込み中であり、図4.3.44は引き抜いた様子である。なお、このサンプラーは他の開削現場においても使用してきたが、当初は1mの塩ビ管を用いる仕様になっていたものの、使用性ならびに室内試験時の供試体の必要本数などを勘案しながらの試行錯誤の末に50cmの仕様とした。方法A、Bいずれの試料も、採取後に実験室に搬入してから凍結し、直径50mm、高さ100mmの円柱供試体に成型した。

なお、4.3.2節で示した千歳川北島試料ならびに晩翠試料は、ここで説明した方法Aで採取した試料であった。



図 4.3.36 開削工事中の堤防



図 4.3.37 塩ビ管の打ち込み (方法 A)



図 4.3.38 塩ビ管の掘り出し (方法 A)



図 4.3.39 2重管サンプラー



図 4.3.40 サンプラーの打ち込み(方法 B)



図 4.3.41 サンプラーの抜き出し(方法 B)





図 4.3.42 採取試料の養生(方法 B)



図 4.3.43 斜め打ち込み(方法 B-i)

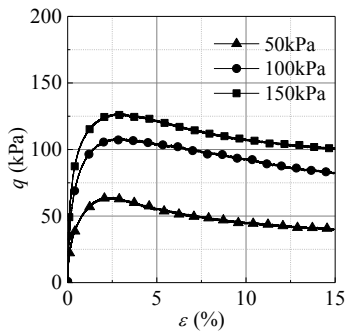


図 4.3.44 斜め抜き出し(方法 B-i)

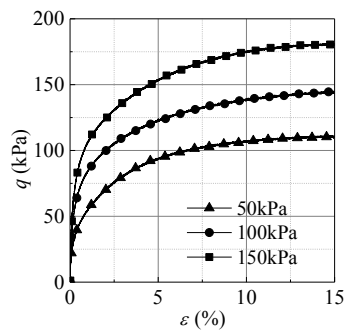
## (2) サンプル試料の室内試験結果

凍結供試体を三軸試験装置に設置し、二重負圧法による飽和化を行った後、15 時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は 50, 100 および 150kPa とし、 $\bar{C}\bar{U}$  試験を実施した。載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。図 4.3.45, 46 および 47 にそれぞれ、方法 A, 方法 B および方法 B-i で採取した供試体での試験結果を示す。

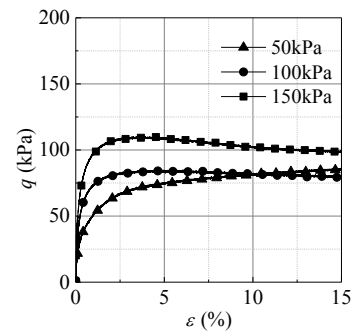
図 4.3.45 より、方法 A で採取したいずれの供試体においても、軸ひずみ 2.5%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化が見られる。図 4.3.46 の方法 B においては、いずれのケースでも有効応力経路を見ればわかるように、せん断初期で若干塑性圧縮した後に正のダイレイタンスーが発現し、せん断終了まで軸差応力が増加し続けている。図 4.3.47 の斜め打ち込みした方法 B-i においては、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。



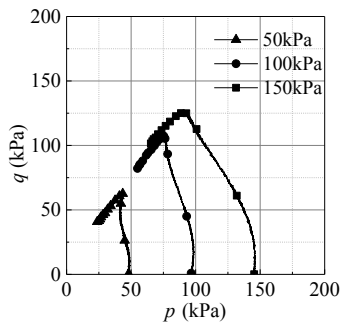
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



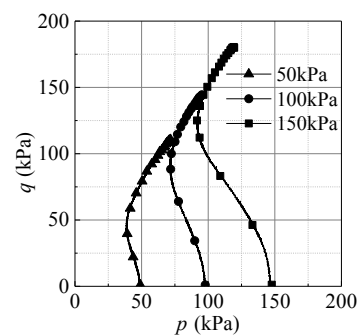
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



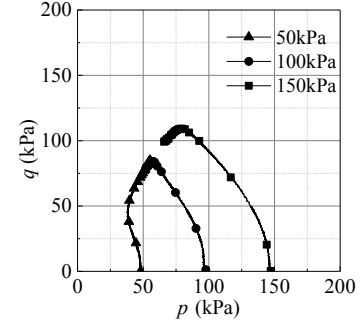
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



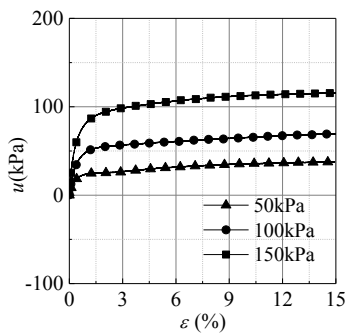
(b)有効応力経路



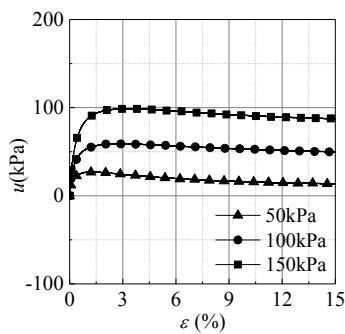
(b)有効応力経路



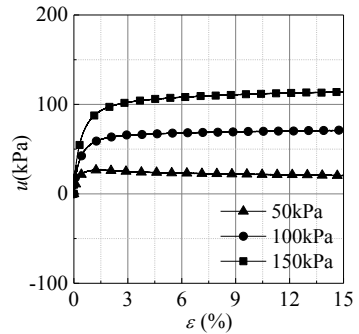
(b)有効応力経路



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 4.3.45 CU 試験結果  
(方法 A)

図 4.3.46 CU 試験結果  
(方法 B)

図 4.3.47 CU 試験結果  
(方法 B-i)

方法 A と方法 B に用いた供試体の試験前の凍結状態での密度は、バラツキはあるものの両者の間に有意な違いは認められなかった。この試験結果のみで一般的な見方をすれば、方法 A はややゆる詰め砂、方法 B はやや密詰め砂の傾向が見てとれる。そのため、方法 B が現地の堤防土を忠実に表現しているとするれば、方法 A は何らかの要因による「乱れ」によりゆるんだと解釈できる。逆に、方法 A が現地の堤防土を忠実に表現しているとするれば、方法 B はサンプラー打ち込み時に密実化したと解釈できる。ただし、実際のところの判断は難しい。筆者らの既往の研究<sup>1)</sup>によれば、骨格構造が低位化した供試体ほど三軸試験のせん断中に正のダイレイタンスを發揮するのに対して、骨格構造が高位な供試体はせん断

初期には頑張るものの、ある限度を超した途端にカタストロフィックな脆性破壊を呈することが実験と解析によって確認されている。その一面だけから見ると、方法 A で採取した供試体の方が高位な骨格構造を持つと解釈できないことはない。しかし、**図 4.3.45** と **図 4.3.46** を比較すると、どの有効拘束圧においても、軸ひずみ 1%程度で方法 A が急激に軟化するまでは、応力ひずみ関係ならびに有効応力経路のいずれも両方法はほぼ一致しており、方法 A と方法 B は同じ試験結果と言える。骨格構造の違いは初期剛性などにも現れる<sup>4)</sup>はずであるが、今回の実験では両方法の間に違いが全く見られないことから、確信を持って骨格構造の高低についての判断、すなわちどちらが実際の堤防土を表現しているのかについての判断は現時点では難しい。今後、さらなる研究が必要と考えている。

一方、斜めに打ち込みをした方法 B-i においては、試験前の供試体密度の段階で明らかに方法 A や B の供試体よりも密度が小さかった。法面に垂直になるように斜めにサンプラーを打ち込む時に、ハンマーの打撃がぶれやすくなり、塩ビ管に採取した土の密度が小さくなった可能性がある。場合によっては、**図 4.3.43** に見えるように、鉛直打ち込みの位置（写真右の穴）と若干離れていることにより、堤体土質の差があった可能性も否定できない。現在、粒度分析などの検討中である。**図 4.3.47** に示す試験結果では、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。**図 4.3.46** に示す垂直打ち込みによる方法 B によって採取した供試体よりも、明らかにゆる詰め砂の傾向が見て取れる。

**図 4.3.48~50** に三軸試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。それぞれ上下 2 つの図は、同じ CU 試験を全応力と有効応力で整理した結果であり、上側はいわば CU 試験結果と同等と解釈できる。全応力で整理した場合、見かけの粘着力が発生し、内部摩擦角は非常に小さくなる。見かけの粘着力については、**図 4.3.48** と **図 4.3.49** の方法 A と B の間で差が生じていることがわかる。これは、全応力で評価する場合には、最大軸差応力の値をそのまま「(非排水)せん断強さ」として扱うことに起因している。砂質土のように正のダイレイタンスを示す材料においては、非排水条件下での体積拘束で増加する軸差応力の大きさがそのまま粘着力の増加として現れる。さらにその増加量は、砂質試料のわずかな乱れの影響などで簡単に変わりうることに注意が必要である。今回の方法 A と B においては、サンプリングの方法の違いによって両者の試験結果の後半に相違が見られたことから、この粘着力の差に最も大きく現れたと解釈でき、このように試料の状態に敏感な試験値は、設計定数として使用するには不確実性が大きく適切ではないと考えている。**図 4.3.50** に示す方法 B-i についての全応力の整理では、拘束圧に拘わらずモールの応力円の大きさがほとんど同じであり、まるで粘性土に近い評価となっている。一方、有効応力で整理すると、せん断中のダイレイタンス特性が反映されるために、いずれの方法の供試体でも砂質土としては適正なモール円が得られている。内部摩擦角を比較すると、方法 B

の方が密詰め砂の傾向を示していることを反映して、方法 B が A よりも若干大きくなって  
いる。方法 B-i については、若干大きな粘着力が現れ、内部摩擦角は方法 A と B に比べて  
小さくなっている。

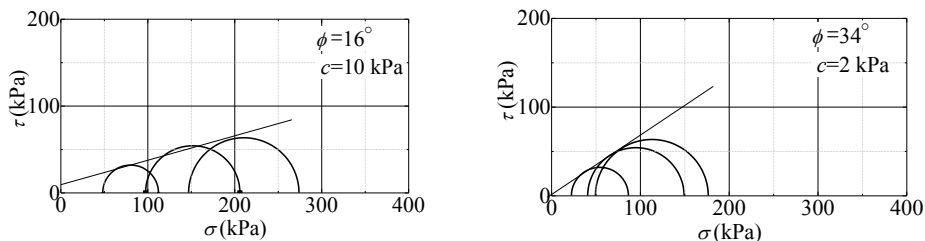


図 4.3.48 モールの応力円 (方法 A)

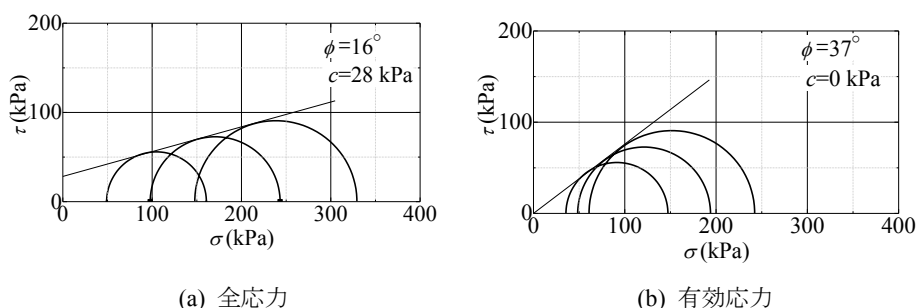


図 4.3.49 モールの応力円 (方法 B)

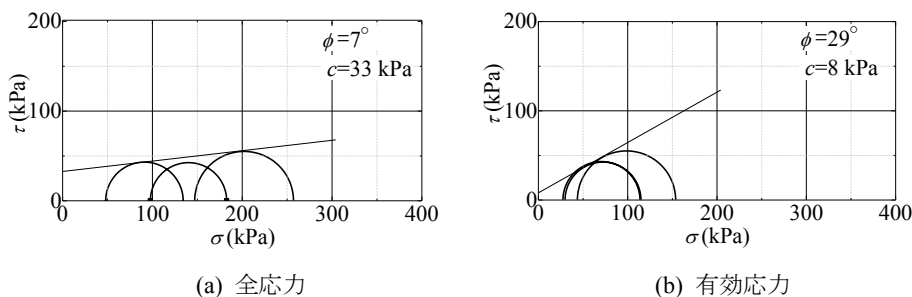
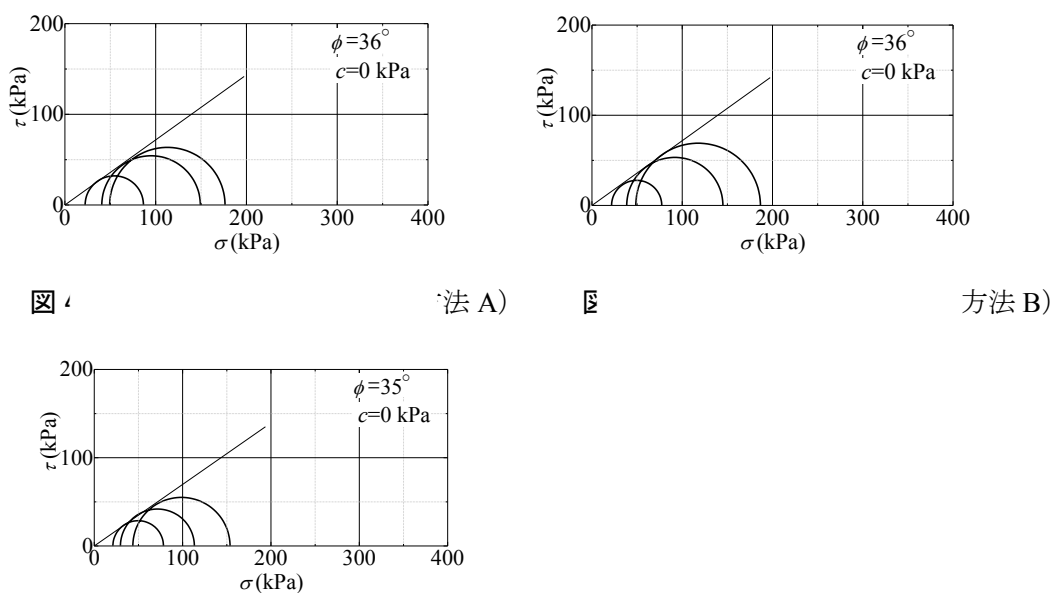


図 4.3.50 モールの応力円 (方法 B-i)

### (3) 変相状態での強度定数の評価

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ15%と定義している。しかし、河川水位上昇に伴う浸透時の河川堤防のすべり破壊は、堤体内の有効応力が低下しながら破壊に到達する現象であり、三軸試験のように軸ひずみ15%相当の大ひずみレベルまで到達してから破壊が発生するとは考えにくい。さらに、堤防土が密詰め砂の場合には、非排水せん断時に軸差応力は単調に増加し続ける場合が多いが、それは正のダイレイタンスを極度に拘束するために軸差応力が増加し続けるだけのことであり、自然状態で堤体土が発現できる非排水せん断強度とは異なる。

ここでは、 $\overline{CU}$  試験における変相状態で整理した結果も示す。変相状態とは、**図4.3.45**に示すように最大軸差応力を示すようなゆる詰め傾向の場合はその軸差応力が最大となる状態と考え、**図4.3.46**のように密詰め傾向の場合には過剰間隙水圧が最大となる状態と考える<sup>12)</sup>。**図4.3.51**～**53**に変相状態の有効応力で評価したモールの応力円と破壊規準を示す。また、この変相状態で評価する内部摩擦角を $\phi_p$ と表記することとする。ゆる詰め傾向の方法Aの場合には、 $\phi_p$ は試験基準に従い決定する $\phi'$ より若干大きくなり、逆に密詰め傾向の方法Bの場合には、 $\phi_p$ は試験基準に従い決定する $\phi'$ より若干小さくなる。これは、**図4.3.45**と**図4.3.46**との比較でも述べたとおり、方法AとBとでは、小ひずみレベルの変相状態までの試験結果がほとんど同じだったことを反映した結果である。現時点では、どちらの手法が実際の堤防を忠実に表しているのか不明瞭であることと、そもそも**図4.3.46**に示す方法Bにおける有効応力経路で現れている変相後の軸差応力の上昇は、完全非排水条件という半ば非現実的な条件下における正のダイレイタンスの拘束によるものであり、実際のすべり破壊時では期待できないことなどから判断すれば、両者の差が生じる前の変相状態で強度定数を評価することも不確実性の高い強度定数を決定するのにあたり、有効な手段である。



**図 4.3.53** 変相状態での評価 (方法 B-i)

#### (4) まとめ

本項で示した堤防は、均質なマサ土で構成された砂質土堤防であることから、三軸試験の結果のバラツキも少なく、系統的な傾向をよく観察することができた。著者らの過去の調査事例の中には、ボーリングによるサンドサンプラーで採取した試料を用いた場合<sup>5)</sup>であっても、今回と全く同じサンプリング方法Aで採取した試料を用いた場合<sup>12)</sup>でもあっても、同じ位置の供試体を同じ試験条件で三軸試験を実施しても結果に大きな差が生じることを

頻繁に経験している。それを考慮すると、本項の試験結果はサンプリング方法について比較検討するには非常によい材料であったとすることができる。

今回の試験をまとめると、サンプリング方法 A と B のどちらが現地堤防を忠実に再現しているのかについては、まだ今後の研究を待たねばならないが、変相状態で土質定数を評価するのであれば、サンプリング方法による違いはそれほど大きなものではない。また、いずれの方法においても、サンプリングの場数を踏むに従って、乱れを少なくするための手順についても徐々に見えてきており、方法 A と B による供試体の試験結果は、今後より近づく余地は十分にあると思われる。ただし、方法 A と B にはそれぞれ長短があるため現場による使い分けが可能であるが、短時間でのサンプリングが必要であれば、現場でのハンドリングを考慮すると 2 重管サンプラーを用いる方法 B の方が有利であると考えている。特に、2 重管サンプラーを斜めに打ち込む方法 B-i は、堤防法面から試料採取する際に威力を発揮するはずである。今回の鉛直打ち込みによる試料との間に生じた実験結果の相違の主要因が、ハンマー打撃などのハンドリングによるものであるならば、今後改善が見込める余地は十分にある。また、方法 A と B に共通して、水分の少ない砂質試料の場合には凍結後も十分に固結しないことが多いため、試験に用いる供試体の成型が結構難しいという課題もあることも付記する。

なお、本項のサンプリングは典型的な砂質堤体で実施したものであり、砂質堤体土における試験結果を示したが、次項以降において、粘性土堤体で実施した結果も示す。

#### 4.3.4 梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査

梯（かけはし）川の新堤整備に伴って撤去する直前の旧堤において、堤体ならびに基礎地盤を対象に各種の地盤調査を実施した。具体的には、ボーリング調査と物理探査による非開削による堤防の内部構造の調査、さらに、全断面にわたって開削してからの目視による構造調査、開削堤防内部における 2 種類の簡易ボーリングによる乱れの少ない試料の採取、複数深度におけるマリOTTサイフォンを用いた地下水面より上の堤体の現地透水試験を行った。本節では、物理探査と開削調査との対比、目視による堤防構造と現地採取試料の粒度特性との対比、現場透水試験と乱れの少ない試料による透水試験結果の対比、などについて述べる。

##### (1) 開削調査

梯川<sup>13)</sup>は石川県南部の小松市を流れる一級河川である。鈴ヶ岳（標高 1775m）を源流とし、幹線流路延長は約 42km である。そのうち下流側約 8km は沖積平野の中を流れ感潮区間となっており、河床勾配が極めて緩い緩流河川である。古くは沖積平野の中を大きく蛇行しながら流れていたが、明治時代以降、川の流れを直線化する「川切り」による改修が

進められた。その後、昭和 18 年までには中流までの一連の堤防整備が完了したが、昭和 43 年 8 月の水害を契機に、昭和 46 年に一級河川に指定された。直轄化後、各種改修案が検討された上で、拡幅による河川改修が進められることとなった。拡幅は場所によって異なるが川幅を約 1.5 倍に広げるものである。今回の開削調査も、拡幅に伴う引堤事業の一環で、旧堤を撤去する際に実施したものである。

開削調査実施箇所は、梯川本川左岸 5.8k 付近で、かつては川が大きく蛇行していた箇所である。図 4.3.54 に開削調査箇所周辺の治水地形分類図を示す。開削調査箇所の右岸側に蛇行する旧河道が、明治時代の「川切り」前の河道である。したがって、開削堤防（引堤で撤去した旧堤）の築堤履歴としては少なくとも、「川切り」の際に発生する掘削土砂を利用した築堤と昭和 18 年までの一連の堤防整備に伴い嵩上げ・拡幅されたことが想定される。開削は、図 4.3.55 に示すように、概ね高さ 1m 毎に平場を設け、4 段からなる階段状とした。川表側の比高が約 4.4m、川裏の比高が約 2.4m と法尻の高さに差があるため、上から 2 段目の平場（B と C の間）の少し下辺りに川裏のり尻が、4 段目の平場（D の下）の少し下辺りに川表側のり尻が位置する。



図 4.3.54 開削調査箇所周辺の微地形（地理院地図 治水地形分類図）

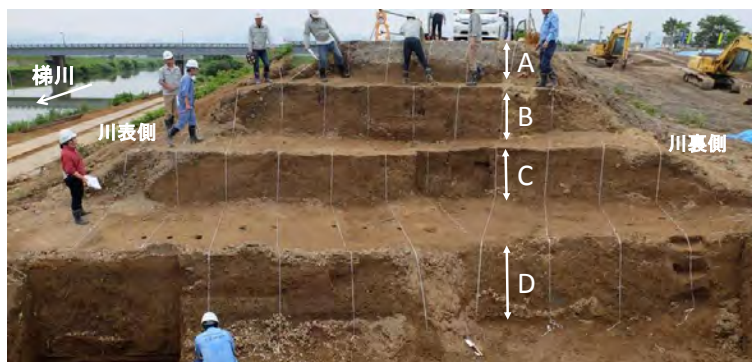


図 4.3.55 開削状況（2016 年 6 月 19 日 AM 上流に向かって）

A, B, C, D の断面の観察結果を同一立面図上に投影し、土層区分を整理した結果が図-3の横断面図である。D の段の左側は、基礎地盤の状況を確認するために深く掘削した結果、横断面図として整理できていない。これより、この横断面図から築堤履歴を考察する。図 4.3.56 に示す①～⑩の土層に分けた。砂分が多く含まれる土層①の上に、相対的に砂分が少なく粘土分の多い土層②が薄く覆いかぶさっている。この土層①と②が最も古い堤防の形で、そのうち土層②が「衣土」と呼ばれ、遮水性等を考慮して設置されたものと考えられる。その後、土層③が嵩上げ・拡幅されたものである。土層③には天端、のり面、小段と考えられる形状が残っていることから、土層③の状態ですばらく堤防が使われたことが想像される。さらに、土層④、⑤による嵩上げ・拡幅が行われた。土層④は砂分が多い土が使われており、土層⑤にはバラツキは大きい土層④に比べると砂分の少ない土が使われている。土層④と⑤が連続して施工されたのか時期がずれるのかははっきりしない。土層⑥は光ケーブルを埋設するために旧堤ののり肩に溝を掘り砂で埋め戻した痕跡である。土層⑥を作った状態では供用できないこと、天端舗装にカッターを入れた痕跡もなかったことから、この工事に併せ、土層⑧の天端舗装、天端高さに擦り付けるための腹付けである土層⑦を施工したと考えるのが自然であろう。なお、土層⑨と⑩は旧堤撤去工事中にのり面が欠損してしまっただけで、一連の調査のために腹付けし応急的にのり面を成形した結果できた土層である。

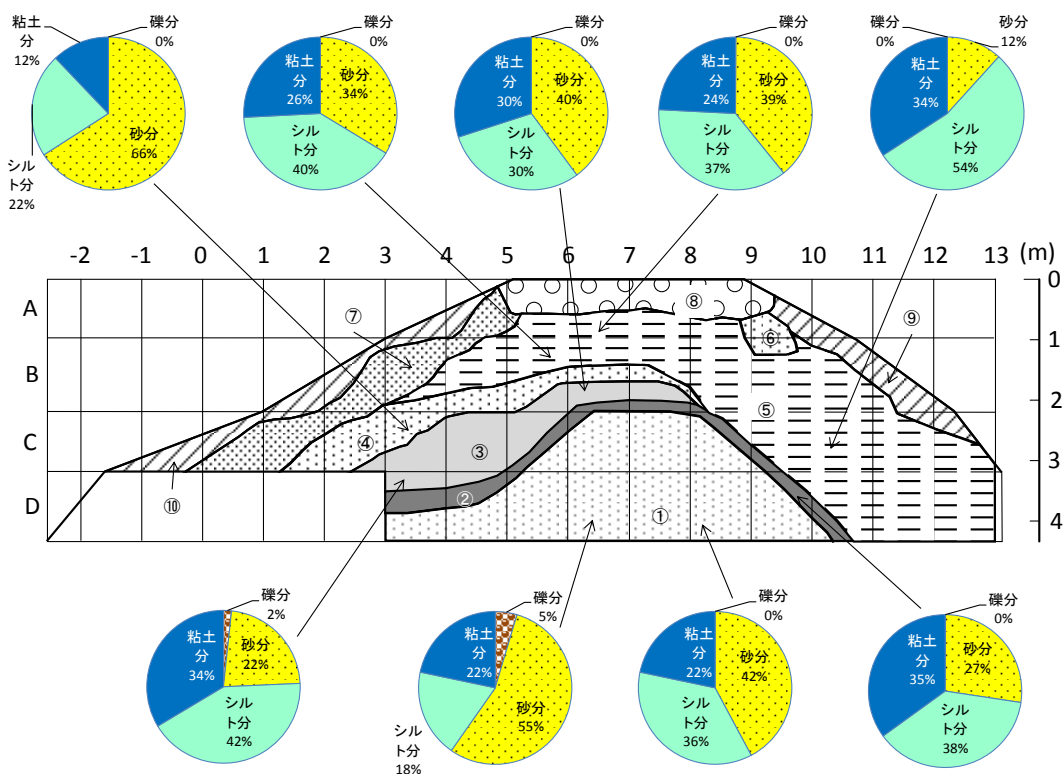


図 4.3.56 開削断面における土層区分



以上から、少なくとも 4 段階の築堤、嵩上げ・腹付けを繰り返し旧堤が作られたと考えることができ、粒度分布からの礫分はほとんど含まれないが、砂分、シルト分、粘土分の割合が異なる様々な土が使われている様子が確認できた。

## (2) 物理探査

本調査では、開削に先立ち、高密度電気探査ならびに S 波弾性波探査を実施した。そのうち、本報では代表して、4 極法電気探査による比抵抗の分布図を図 4.3.57 に示す。川表および川裏側の法面部分では非常に比抵抗が大きい、これは図 4.3.56 で述べた土層⑨と⑩の応急腹付け土による埋め戻し部分である。図の電気探査結果だけを見ると、川表法面の高比抵抗部が砂質土であり、堤体中央から川裏へ深くなるに従って低比抵抗部の粘性土に変わっていくように見える。しかし、図 4.3.57 にも示すボーリング調査の結果や 2 の開削調査によれば、土質構成はそれほど単純ではないことがわかっている。図 4.3.57 には、開削調査で得られた土槽境界を重ねて示しているが、川表側においては旧堤の境界部分付近に比抵抗の差が表れているように見える。すなわち、今回の電気探査では、導電性の差が土質の差としては明確に現れていないが、感潮域において川切りや河川改修がなされたことによって、土質の違いの影響以上に地盤の導電性構造が変化したことが図 4.3.57 に現れていると考えられる。

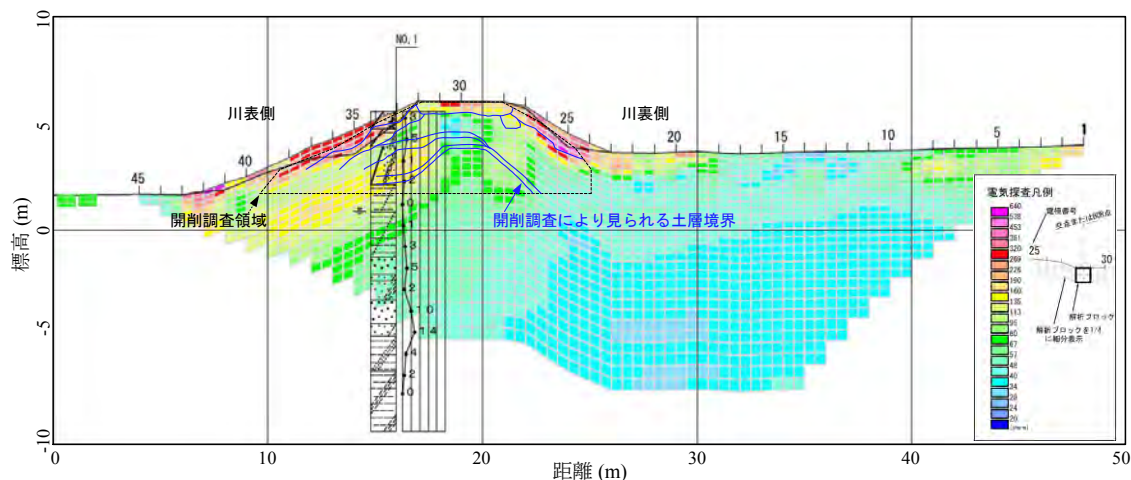


図 4.3.57 高密度電気探査 比抵抗断面図 (ウェンナー・エルトラン配置)

## (3) サンプリングと物理試験

図 4.3.58 に示す 2 種類の簡易サンプリング方法を用いて、図 4.3.59 に示す位置において乱れの少ない試料を採取した。方法 A は、短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法である。方法 B は、長管細径の塩ビ管を内管とする特製の 2 重管サンプラーを打ち込む方法である。開削堤防の各段において、方法 A により三軸試験および室内透水試験のための約 10 本、方法 B により三軸試験用に 4 本前後採取した。ただし、第三段目の平場 (C

と D の間) では、堤体の中央と川表側で異なる土質材料が見られたため、川表側でさらに 1 セットサンプリングを行った。

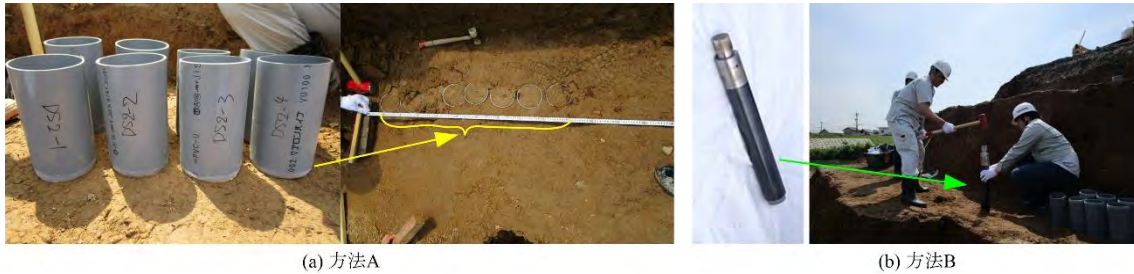


図 4.3.58 簡易サンプリング

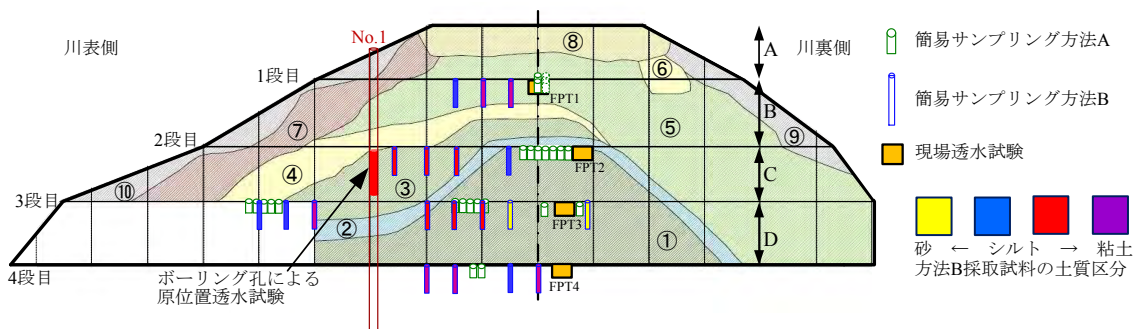


図 4.3.59 開削断面における土層区分

図 4.3.60 にサンプリング試料の粒度分布を示す。1 段目で採取した試料は細粒分含有率が 90%前後で、SS1-1 は砂混じりシルト、その他は砂混じり粘土に分類される。2 段目で採取した試料はほぼ同じ粒度分布を示し、細粒分約 75%を占めるが、粘土分とシルト分の僅かな違いにより砂質粘土もしくは砂質シルトに分類される。3 段目で採取した試料は、堤体の中央部分と追加採取した法面付近で異なる粒度分布を示す。法面付近より採取した試料は、細粒分含有率が約 80%で、砂質シルトもしくは砂混じり粘土に分類される。堤体中央付近により採取した試料の内の 3 本は細粒分含有率が約 50%で、現場透水試験の調査孔付近で採取した 2 本は細粒分含有率が 40%以下で、細粒分質砂および礫まじり細粒分質砂に分類される。4 段目で採取した 4 本の試料もほぼ同じ粒度分布を示しており、細粒分が 90%以上占める。以上から、土層間は築堤履歴等を反映して粒度分布に若干の違いが見られるものの、同じ層内ではほぼ均質な材料と判断できる。

サンプリングした試料については、次節以降において、室内三軸試験を実施することによって、サンプリング法の違いによる堤防土の力学特性の評価の違いについて検討するとともに、粘性土と分類される堤防土のせん断強度の評価法について詳細に検討する。

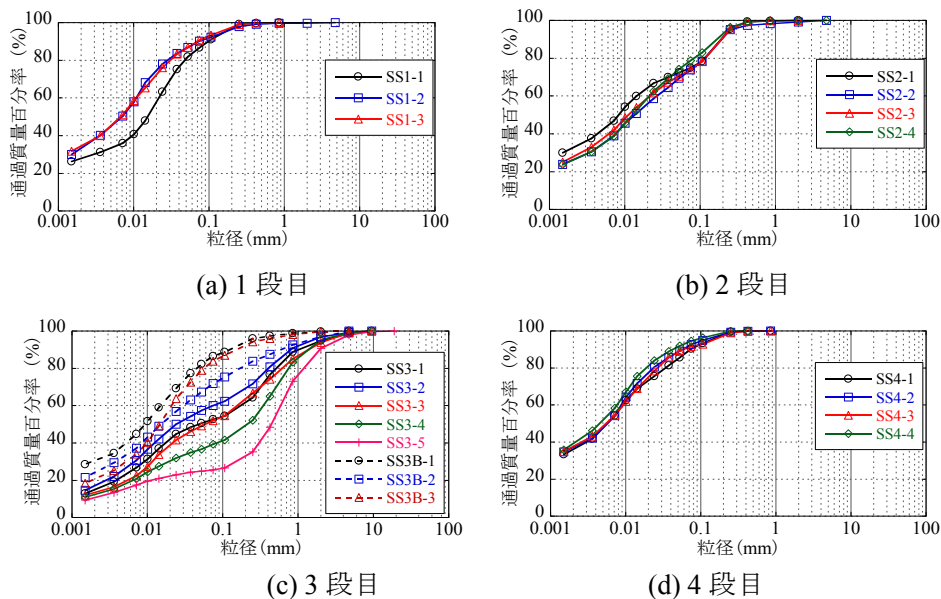


図 4.3.60 開削の各段で採取した土層の粒度分布（方法 B の先端部）

#### (4) 現場透水試験

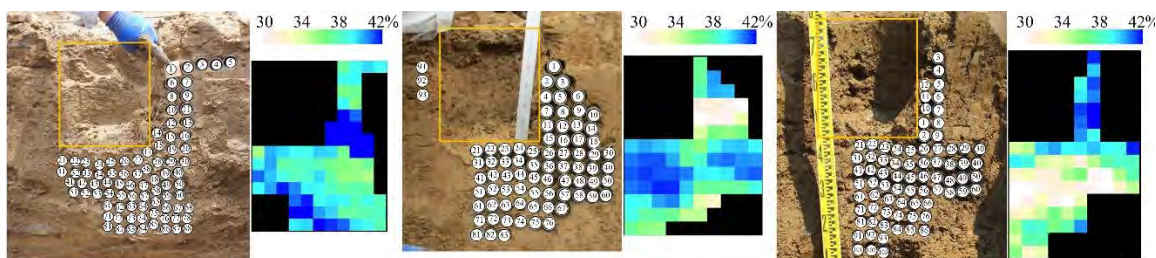
本調査では、堤体内における透水性の構造も把握するために、方法 A によるサンプリング試料による室内透水試験を実施するとともに、開削堤防の各段においてマリオットサイフォンを用いた原位置透水試験（JGS 1316）も実施した（図 4.3.61）。さらに、調査孔周辺の土質の浸潤状況を把握するため、試験終了後速やかに堤防を開削し、調査孔周辺地盤の含水比の確認を行った。具体的には、透水試験直後に調査孔の中心断面から開削を行い、図 4.3.62 に示すように調査孔周辺にペネ管を挿入し周辺地盤の土を採取した。ペネ管の内径は 35mm、長さ 100mm である。ペネ管で採取した試料は、現場でペネ管から取り出した上、湿潤質量を計測し、水分が流出しないように丁寧にビニール袋に入れ、実験室に搬入した。その後、乾燥炉で 24 時間以上乾燥させてから、乾燥質量を計測し、含水比を算出した。図 4.3.62 には各段での含水比分布も示している。図より、1 段目および 3 段目においては、調査孔の側面地盤の含水比が高く、2 段目においては調査孔の直下地盤の含水比が高い。含水比の分布は、調査孔からの浸潤状況を反映したものと考えられるが、少なくとも球根状に浸透水が伝播していくような理想的な含水比分布とは言えない。ただし、含水比分布は、直接的な浸潤プロセスを反映した指標ではなく、周辺地盤の土質の透水性と初期値に大きく関係していることから、別途非定常浸透解析などによって、浸透水の伝播過程についての検証が必要である。

表 4.3.17 に、現場透水試験および室内透水試験により得られた透水係数を示す。No.1 ボーリング孔における現場透水試験（復水法）も比較のため実施している。表より、マリオットサイフォンおよびボーリング孔を用いた両現場透水試験における透水係数は、概ね同

じオーダーか 1 オーダー程度の差となっている。一方、室内透水試験による結果は、現場透水試験に比べて 1 オーダーから 3 オーダー低い値となった。粒度から粘性土と分類された土質から判断して、室内試験で求められた透水係数はほぼ妥当な値と思われる。しかし、現場透水試験によって求められた透水係数は、粒度から想像するよりも相当程度大きいものである。この差の原因は、現地堤防内の不均質性や透水係数の異方性などいろいろ考えられるが、現時点ではどれも明確ではない。また、不飽和盛土で計測する現場透水試験のデータ整理についても検討の余地はあり、引き続き詳細に分析する必要がある。



図 4.3.61 マリオットサイフォンを用いた締め固めた地盤での現場透水試験



(a) 1 段目

(b) 2 段目

(c) 3 段目

図 4.3.62 調査孔周辺地盤の含水比分布

表 4.3.17 各透水試験方法における透水係数 (cm/s)

		1 段目	2 段目	3 段目	4 段目
室内透水試験		$1.7 \times 10^{-4}$	$2.3 \times 10^{-5}$	$8.0 \times 10^{-5}$	$9.8 \times 10^{-5}$
現場透水試験	マリオットサイフォン	$4.5 \times 10^{-3}$	$2.4 \times 10^{-2}$	$2.4 \times 10^{-2}$	$3.2 \times 10^{-3}$
	ボーリング孔	$1.6 \times 10^{-3}$			

## (5) まとめ

本調査では、旧堤の撤去という堤体内部の調査やサンプリングのための絶好の機会を活用し、物理探査による非破壊調査、ボーリングによる試料採取および標準貫入試験の実施、開削調査による堤体の土層構成の確認や簡易サンプリング手法の検証、現場透水試験とその検証など、貴重なデータを数多く取得することができた。図 4.3.63 に図 4.3.59 の開削調査による土層分布図に、現場ならびに透水試験結果を書き入れたものである。堤防の内部構造は、築堤履歴を反映して非常に複雑な土層構成となっている。しかしながら、現場透水試験の結果に大きなばらつきはなく、見た目ほど不意均質ではないことがわかる。力学特性については、次節以降で採取試料を用いた力学試験を実施して検討を行う。

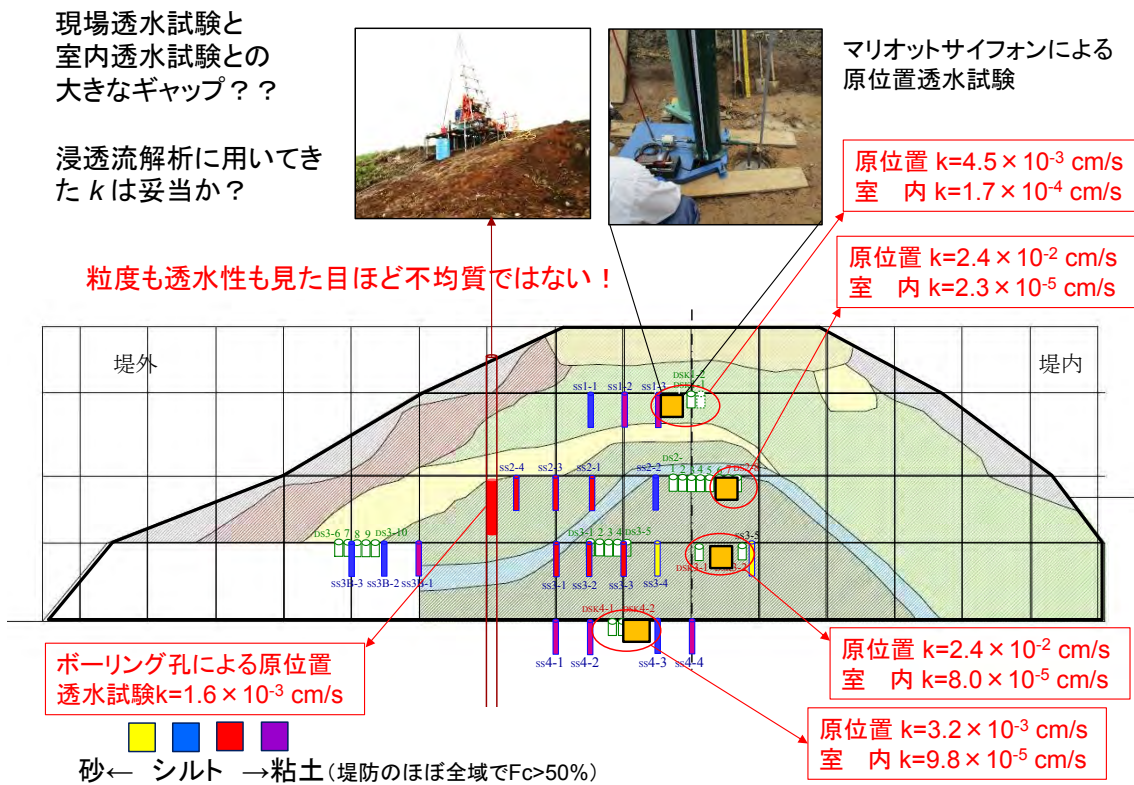


図 4.3.63 現地調査のまとめ

#### 4.3.5 細粒分が卓越した堤防土の力学特性の評価

河川堤防の強度定数や透水係数を室内試験で適切に評価するためには、現地での高品質な試料採取が不可欠である。筆者らは簡易なサンプリング方法を考案し、各地の堤防開削現場で実験を重ねている。本節では、前節の梯川で実施した 2 種類の簡易サンプリング法の違いが強度定数に及ぼす影響について三軸試験を用いて検討する。4.3.3 節が砂質土を対象としていたのに対して、本節は対象とする堤体土が、細粒分が卓越したいわゆる「中間土」である。また、実務では運搬時の振動乱れや、抜き出し時の圧縮乱れを防止するため、やむを得ず凍結されることが多いが、この乱れ防止の凍結が中間土の力学特性に影響するのについても検討を行った。

##### (1) 梯川堤防土の力学試験

サンプリング方法による違いを検討するため方法 A と B、それぞれの試料を未凍結のままトリミングした供試体を用意した。次に凍結履歴の影響を検討するため方法 B の片方を方法 A 同様に未凍結でトリミング、もう片方は凍結させたままトリミングを行った供試体を用意した。試験方法は三軸圧縮試験  $\overline{CU}$  試験とした。飽和は二重負圧法を採用し、凍結試料については飽和後 15 時間程解凍時間をするなど、十分融解に配慮した。その後 200kPa の背圧を加え、拘束圧 50, 100, 150kPa、せん断速度 0.1%/min で試験を実施した。また、凍結の影響について、さらに詳細に検討を加えるため吸水軟化試験も実施した。この試験については 1 供試体のみとした。

図 4.3.64 に三軸試験後の各供試体で実施した粒度試験の結果を示す。いずれの供試体も細粒分が 50%に近い中間土であり、大きな差異はみられない。はじめに、サンプリング方法の違いについて考察する。図 4.3.65 に三軸試験で得られた有効応力経路を示す。図 4.3.65(a)および(b)はそれぞれ、方法 A および B による採取試料の試験結果であるが、いずれもせん断後半から塑性膨張し、全体的に過圧密的な挙動を示している。せん断後半にわずかな差異が見られるものの、限界応力比  $M$  の値を含めて、全体的にほぼ同じ挙動である。したがって、細粒分が 50%程度の中間土でかつ過圧密挙動を示すある程度密詰めの堤防土においては、サンプリング方法の影響は少ないことが見て取れる。ただし、4.3.3 節で示したように、砂質土において同様の検討をした場合には両者に差異が見られており、今後、現地堤防土の細粒分含有率や締固めの程度などを含めて、サンプリング方法の影響の大小についての検討を続けてゆく。

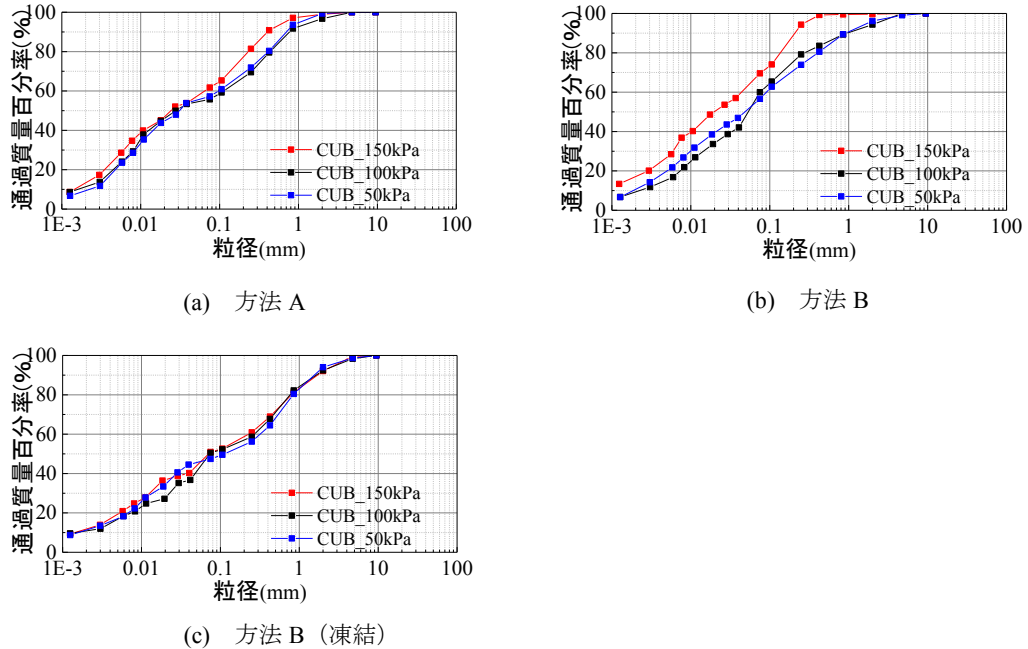


図 4.3.64 三軸試験後の各供試体の粒度分布

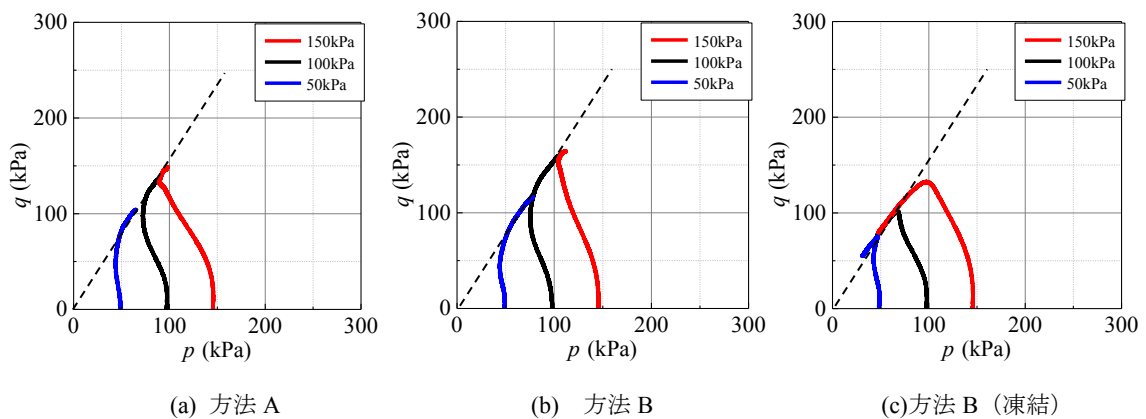


図 4.3.65 梯川堤防土の三軸試験の有効応力経路

次に凍結履歴の影響を考察する。図 4.3.65 (c) の凍結履歴を受けた供試体の有効応力経路を見ると、限界応力比は変わらないものの、せん断後半に塑性収縮を伴うひずみ軟化を示し、図 4.3.65 (b) の未凍結供試体の結果と大きく異なっている。しかしながら、興味深いのは、全ての拘束圧において軟化する直前までは、図 4.3.65 (b) とほぼ同じ有効応力経路を辿っていることである。これは凍結履歴によって骨格構造に劣化が生じたことが理由と考えられる。以上より、凍結やサンプリング方法による違いが現れるのはせん断の後半であり、

粒度構成や堆積環境が同じであれば、せん断前半部分はその土固有の挙動を示すと考えられる。著者らは、砂質堤体土の強度定数を評価するには、変相時、すなわち小ひずみレベルのせん断前半部で整理する方法<sup>2)</sup>を提案しているが、中間土においてもせん断前半部での評価が重要であることが示唆される。

さらに詳細な検討をするため、堤防の浸透を模擬した 4.3.2(3)節で示した吸水軟化試験も実施した。この吸水軟化試験について再度簡単に説明する。三軸試験機により所定の拘束圧で圧密を終了した後、排水状態で所定の応力まで軸差応力を上昇させる。その後、軸圧一定条件で背圧を上昇させ軟化破壊させる。今回の実験では 50cm の採取長から最大 4 個の供試体という都合上、1 供試体のみ、拘束圧 50kPa で軸圧一定の軸差応力を 25kPa とした。実験結果を図 4.3.66 に示す。凍結と未凍結ともに応力比  $q/p$  が 3 を示す結果となり、凍結履歴の影響はみられなかった。この吸水軟化試験は、特にひずみの小さい領域について供試体が持っている有効応力を評価するのに適していると筆者らは考えている。この実験からも、細粒分が卓越した中間土では、土粒子の結びつきは強固であり、ひずみの小さい領域では凍結による影響はない。しかしながら、せん断後半からのひずみの大きい領域については、凍結による影響が骨格構造に何らかの影響を与えらる。この実験からもひずみの小さい領域での結果整理の有効性が示されていると考えている。

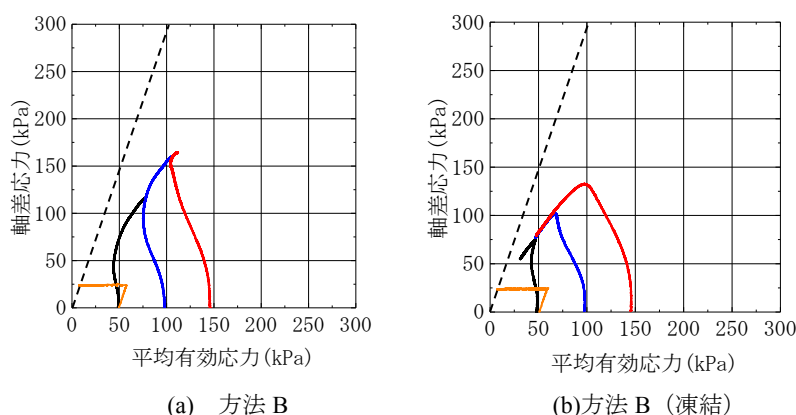


図 4.3.66 梯川試料の吸水軟化試験結果

## (2) 細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性の評価

梯川の他地点、および他の河川の細粒分が卓越した堤体土を用いて浸透耐性の評価を行う。具体的には、渋井川と子吉川の堤体で採取した不攪乱試料を用いて、 $\overline{CU}$  試験と堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験を実施する。

渋井川は、平成 27 年関東・東北豪雨によって、堤体が浸透破壊した堤防であるが、その破堤箇所近傍の堤体から方法 B によって乱れの少ない試料を採取してきている (図 4.3.67)。図 4.3.68 に渋井川堤防土の粒度分布を示す。方法 B による全採取箇所でのサンプラー先端の試料の粒度分布であるが、 $F_c > 50\%$  の粘性土と判定できる試料もある。なお、ここに掲載していないが、子吉川堤体土の  $F_c$  はさらに大きい。





図 4.3.67 渋井川堤防でのサンプリング

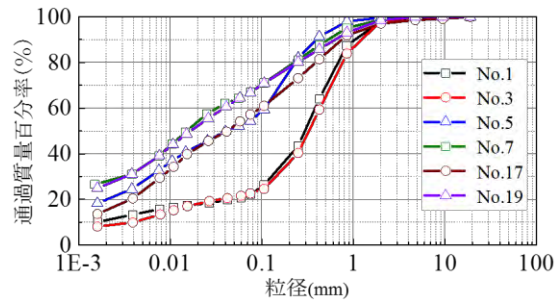


図 4.3.68 渋井川堤防土の粒度分布

図 4.3.69～72 に  $\bar{C}U$  試験の結果を示す。図 4.3.69 の梯川試料は、図 4.3.65 (b) に示した試験結果の再掲であり、図 4.3.70 は同じ開削段 (3 段目) であるが、やや川表側にずれた地点であり、開削断面の観察によると築堤時期が異なる土層である。しかし、いずれの試料の試験結果においても、せん断後半に正のダイレイタンスーを示す過圧密粘土的な挙動を示しており、限界応力比はいずれも 1.5 程度であり、いずれもよく類似している。図 4.3.71 の渋井川試料は、低拘束圧ではやや過圧密粘土的であるものの、拘束圧が大きくなると正規圧密粘性的となる。限界応力比は 1.7 程度である。図 4.3.72 の子吉川試料は、梯川堤防土と同様に過圧密粘土的な挙動を示し、限界応力比は 1.6 程度である。

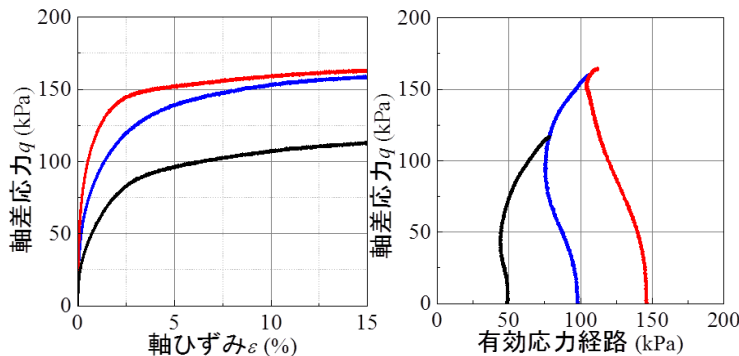


図 4.3.69 梯川堤防土の三軸試験 (SS3-1)

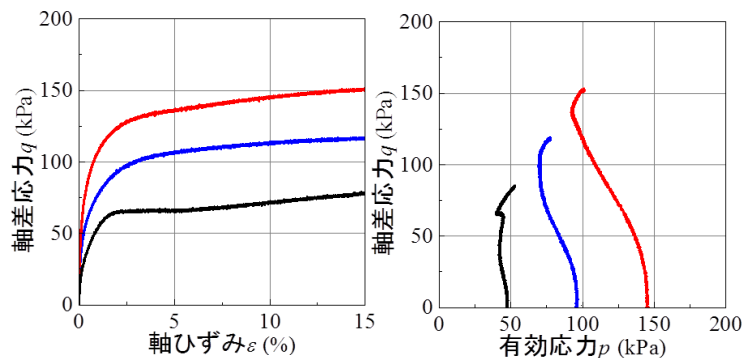


図 4.3.70 梯川堤防土の三軸試験 (SS3B-1)

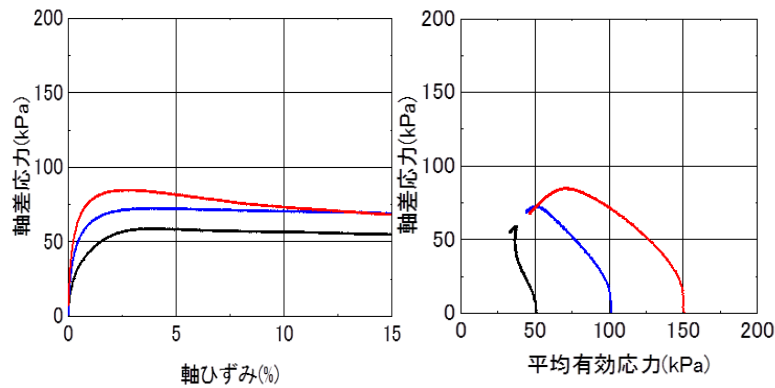


図 4.3.69 渋井川堤防土の三軸試験

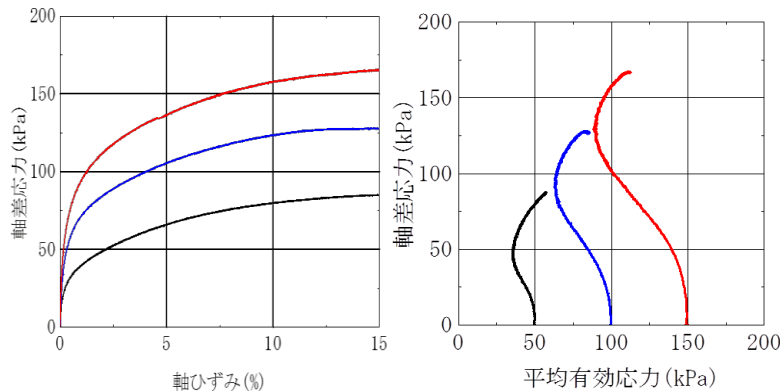


図 4.3.70 子吉川堤防土の三軸試験

図 4.3.72～75 に吸水軟化試験の結果を示す。参考のため吸水軟化試験の結果には $\overline{CU}$ 試験の結果も示す。排水せん断で所定の軸差応力に到達した後、軸差応力を一定に保持しながら有効応力を低下させる。図 4.3.72 の梯川堤防土の応力比  $q/p'$  ～ 軸ひずみ関係を見ると、 $\overline{CU}$  試験で得られる限界応力比を大きく超えて  $q/p'=3$  に到達するまで軸ひずみは 1% 程度しか発生しておらず、到達して以降は軸ひずみが急激に発生することがわかる。この  $q/p'=3$  の値は有効拘束圧がゼロとなったことを表している。したがって、この梯川堤防土は浸水に伴って有効拘束圧が急激に低下しても、一定のせん断強度を保持することを示唆している。図 9 の軸差応力 25kPa の吸水軟化試験でも梯川堤防土は  $q/p'=2.8$  程度まで到達しているが、軸差応力が大きくなるにしたがい、到達する  $q/p'$  の値は 2 以下となり、徐々に限界応力比に近づいている。

図 4.3.74 の渋井川堤防土の場合、 $CUB$  試験の限界応力比とほぼ同じ  $q/p'$  に到達した時点で軸ひずみが急激に発生しはじめて一気に破壊した。平成 27 年関東・東北豪雨時の渋井川堤防の破堤は堤体のパイピング破壊が疑われているが、本実験の結果からも渋井川堤防土が浸潤に伴い弱化する懸念のある材料であることが示された。図 4.3.75 の子吉川堤防土の場合、どの軸差応力であっても  $q/p'$  は 3 に近い値を維持しており、梯川堤防土以上に浸透耐性が高いことがわかる。

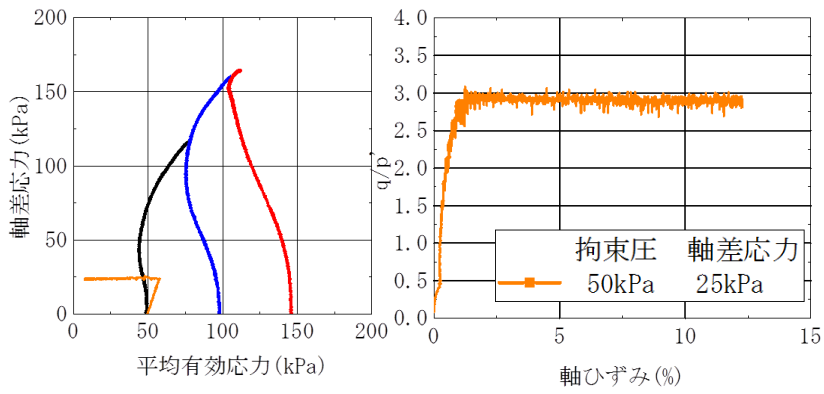


図 4.3.72 梯川堤防土 (SS3-1) の吸水軟化試験

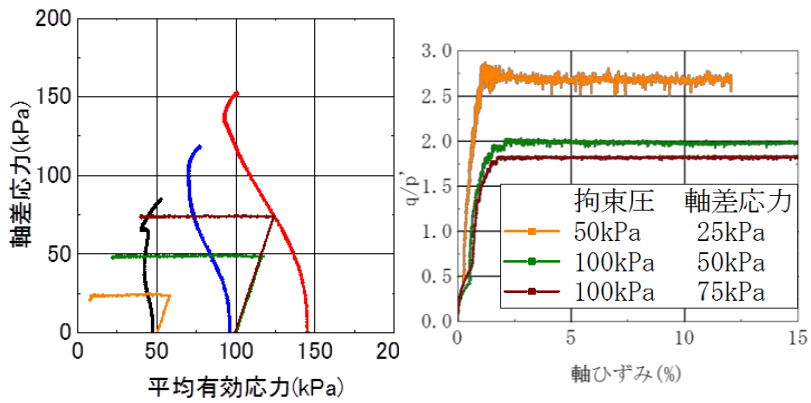


図 4.3.73 梯川堤防土 (SS3B-1) の吸水軟化試験

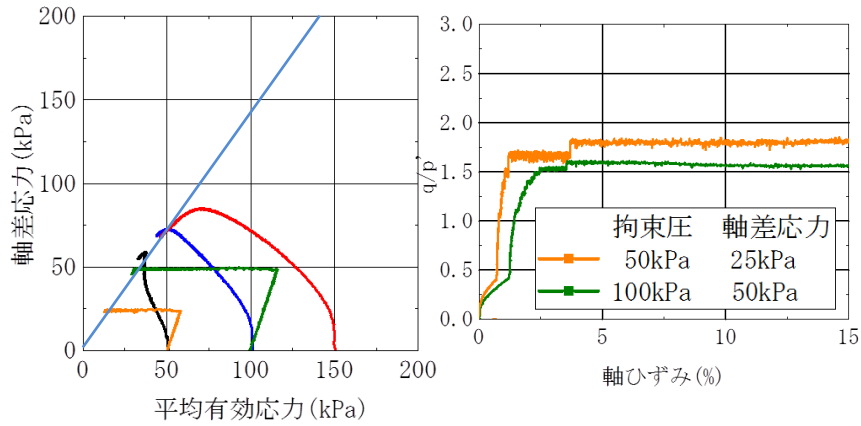


図 4.3.74 渋井川堤防土の吸水軟化試験

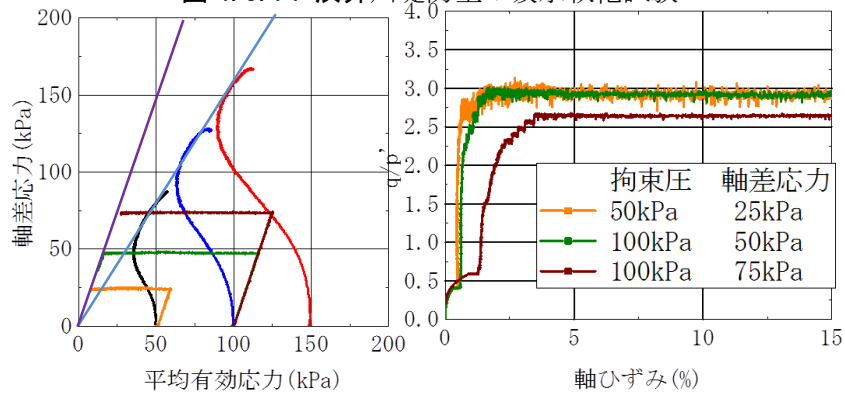


図 4.3.75 子吉川堤防土の吸水軟化試験

### (3) まとめ

細粒分を多く含む堤防においてサンプリングを実施し、乱れの少ない試料を用いて、中間土堤体土の力学特性の評価を行うとともに、浸透耐性を知るための吸水軟化試験を提案した。図 4.3.76 に示すように、堤体土によって、応力比  $q/p'=3$  まで到達できるもの (①) から、CUB 試験の限界応力比で破壊するもの (③) がある。さらに、軸差応力が小さい場合には  $q/p'=3$  となるが、軸差応力の増加につれて低下するもの (②) もある。渋井川堤防土は最も浸透耐性が低い③であるが、粒度分布からは粘性土と判定される場合もあり、その際には堤防の安定性を危険側に判定する可能性がある。吸水軟化で得られる最大応力比は、堤体土の  $F_c$  やその  $I_p$  などの物理性質に加え、堤防土の構造や過圧密性などの力学特性に左右されると考えられ、現在詳細に検討している。また、吸水軟化試験による、低拘束圧下の強度定数設定法についても検討中である。

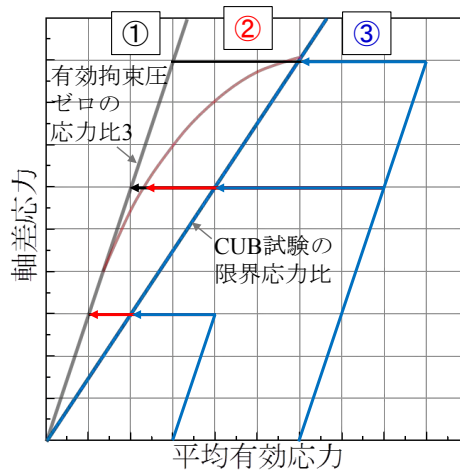


図 4.3.76 細粒分が卓越した中間土堤体土の吸水軟化の 3 パターン

#### 4.3.6 レベル 2 地震を想定した河川堤防の安全性評価

河川堤防のレベル 2 地震動に対する耐震点検において、三次点検の地盤解析の標準手法は静的照査法となっているが、南海トラフ地震のような具体的な巨大地震を想定するような場合には、動的照査法を併用すべき事例も多い。さらに、東日本大震災で多発した、粘性土地盤上の堤防の大変状を念頭におけば、現行の動的照査法で用いられる解析ツール以上に、堤体の液状化や粘性土基礎地盤の地震応答も含めて、合理的かつ高精度に堤防の大変状を説明できる解析手法の整備が喫緊の課題である。

本研究では、名古屋市内の庄内川堤防を対象として、詳細な地盤調査を実施した。本節では、これらの成果に基づき地盤のモデル化を行い、南海トラフ巨大地震を想定した時刻歴地震応答解析を実施した結果を示す。具体的には、既往の実務での耐震性照査に用いられている微小変形動的有効応力解析コード FLIP<sup>14)</sup>を用いた事例解析を示す。

### (1) 地盤調査

庄内川下流 6.0k 地点付近の右岸堤の堤内地（図 4.3.77）で地盤調査を実施した。なお、この地点は、液状化対策が不要と判断された区間にある。図 4.3.78 にサンプリングの様子、図 4.3.79 に、採取試料のボーリング柱状図を示す。赤枠で示した深度の試料を用いて室内試験を実施した。また、各深度の試料の名称を、表 4.3.18 に示す。柱状図からもわかるように本調査位置の地盤は、粘性土、砂質土、礫質土（盛土部）で構成されており、砂質土は塩ビ管で、粘性土はシンウォールチューブにて採取した。砂質土は塩ビパイプのまま凍結させてから力学試験用に切り出し、粘性土はチューブから抜き出して力学試験に供するよう切り分けた。

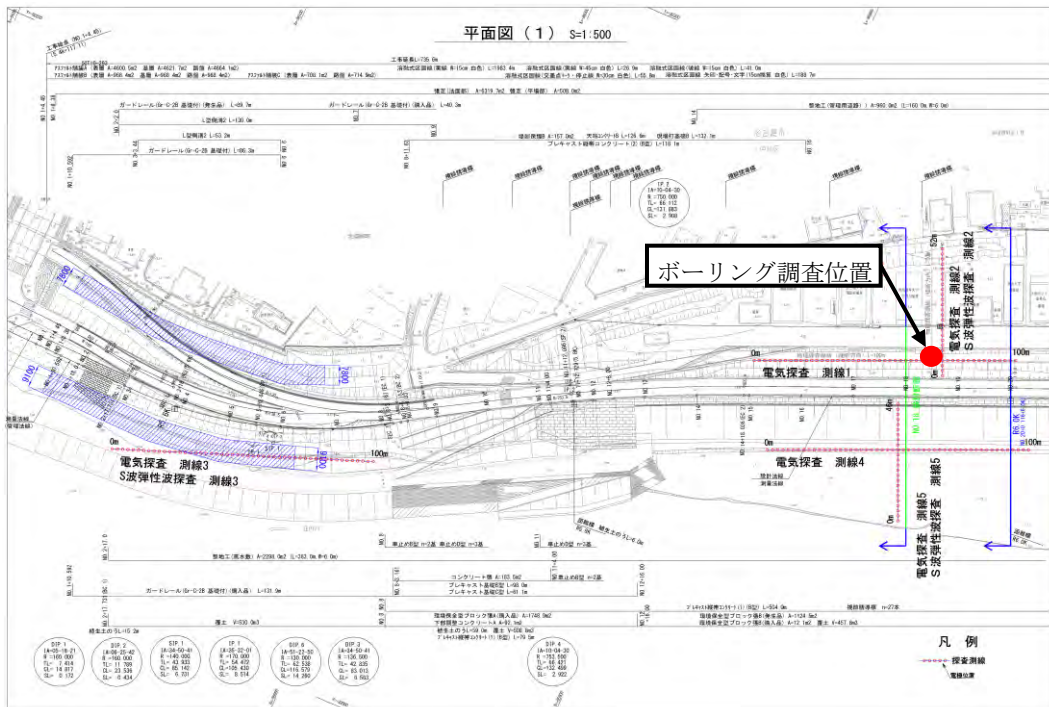


図 4.3.77 ボーリング実施場所

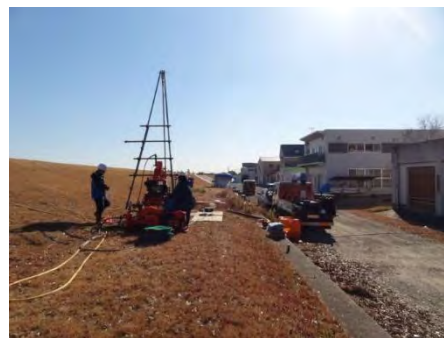


図 4.3.78 庄内川試料のサンプリング状況



表 4.3.18 各深度の試料名

試料名	深度(m)	試料名	深度(m)
S-1	0.50~1.30	S-8	11.70~12.55
S-2	2.00~2.75	S-9	12.65~13.60
S-3	3.50~4.45	S-10	13.60~14.55
S-4	5.00~5.80	S-11	14.60~15.40
S-5	7.00~7.90	S-12	18.00~18.65
S-6	10.00~10.65	S-13	18.70~19.35
S-7	11.00~11.65	S-14	19.50~20.40

本研究での庄内川堤防における地盤調査では、工学的基盤を明確にするためのPS検層をはじめとして、動的解析の際の地盤構造を推定するために、各種物理探査も同時に実施した。具体的には、電気探査、S波弾性波探査、地中レーダー探査、PS検層を、図4.3.77に示す側線に沿って実施した。図4.3.80~83に物理探査の様子を、ここではPS検層の結果のみ図4.3.84に示す。

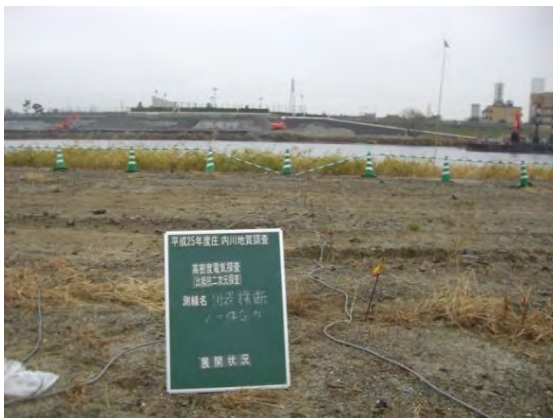


図 4.3.80 電気探査



図 4.3.81 S波弾性波探査



図 4.3.82 地中レーダー探査

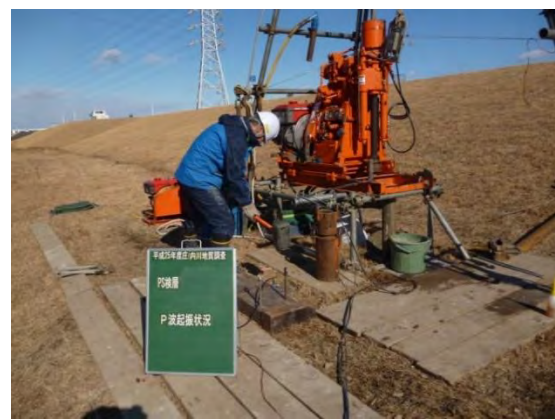


図 4.3.83 PS 検層

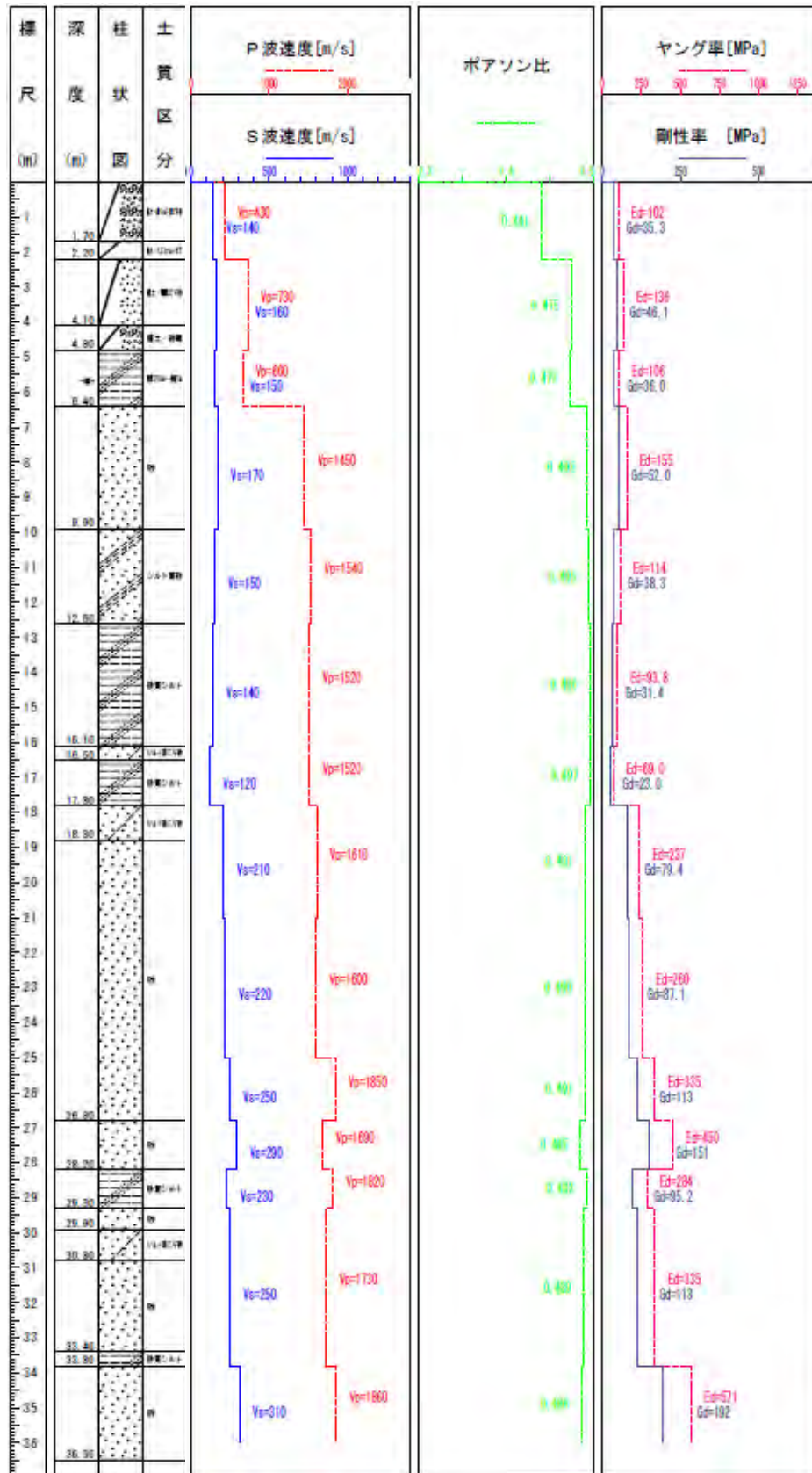


図 4.3.84 各深度における各種計測値



## (2) 地盤のモデル化

不攪乱試料を用いてCU試験，液状化試験，圧密試験などの室内土質試を実施した。その結果とPS検層結果を用いて，表4.3.19のようにFLIPに用いる土質パラメータを設定した。全地層共通として設定したパラメータは，粘着力 $c=0\text{kPa}$ ，ポアソン比 $\nu=0.333$ ，履歴減衰上限値 $h_{\max}=0.240$ である。中部地方整備局庄内川河川事務所より提供していただいた河川横断測量データを用いて作成した堤防断面の解析モデルを図4.3.85に示す。図は堤体部分を拡大したものであるが，実際の左右の解析領域は，堤体天端を中心として250mの範囲とした。なお，図の左側が川表であり，解析領域の左端が河道中心となる。また，メッシュの両端部は粘性境界とした。地盤構造は水平と仮定し，ボーリング時に確認した土質とPS検層のS波速度分布を慎重に検討することによって，基礎地盤6層と堤体を含む盛土層の合計7層にモデル化した。基礎-6より下は，N値とS波速度から工学的基礎面であると判断した。なお，基礎地盤の最上層（以降，基礎-1と表記）は粘性土層であり，基礎-2，基礎-3は砂質土層であり，基礎-4は比較的厚いシルト分の多い粘性土層が堆積しており，基礎-5ならびに基礎-6はやや密詰め砂質土層である。解析モデルの地下水面は，P波速度が1450m/sに急増する基礎-1と2の境界面とした。これは，ボーリング孔で観測された地下水位とほぼ一致する。

表 4.3.19 FLIP に用いる土質パラメータ

地層名	土質	湿潤密度 $\rho$ ( $\text{kN/m}^3$ )	間隙率 $n$	S波速度 $V_s$ (m/s)	基準初期 弾性係数 $G_{\text{ma}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	基準初期 体積弾性 係数 $K_{\text{ma}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断抵抗角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
基礎-1	粘性土	18.0	0.55	150	$4.13 \times 10^4$	$1.10 \times 10^4$	30
基礎-2	砂質土	18.0	0.45	170	$5.31 \times 10^4$	$1.41 \times 10^4$	42
基礎-3	砂質土	18.0	0.45	150	$4.13 \times 10^4$	$1.10 \times 10^4$	42
基礎-4	粘性土	17.0	0.45	140	$3.40 \times 10^4$	$9.05 \times 10^4$	43
基礎-5	砂質土	19.0	0.45	210	$8.55 \times 10^4$	$2.27 \times 10^5$	44
基礎-6	砂質土	18.0	0.45	250	$1.15 \times 10^5$	$3.05 \times 10^4$	40

地層名	土質	液状化パラメータ					
		$\phi$ ( $^{\circ}$ )	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$S_1$
盛土	砂礫	-	-	-	-	-	-
基礎-1	粘性土	-	-	-	-	-	-
基礎-2	砂質土	30.0	1.90	0.50	0.60	2.00	0.005
基礎-3	砂質土	30.0	1.90	0.50	0.60	2.00	0.005
基礎-4	粘性土	30.0	3.00	0.40	0.74	1.00	0.005
基礎-5	砂質土	30.0	3.00	0.50	0.67	1.00	0.005
基礎-6	砂質土	-	-	-	-	-	-

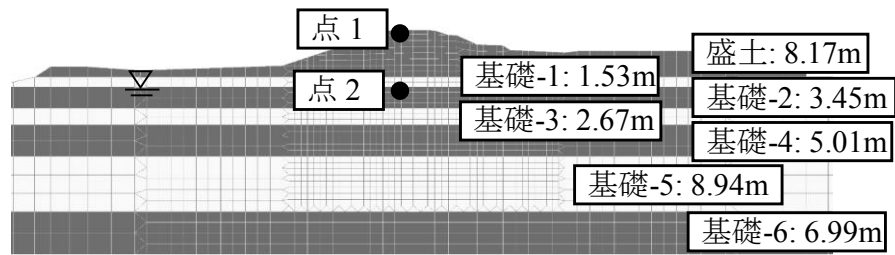


図 4.3.85 解析地盤モデル

地震応答解析は、内閣府中央防災会議が平成 15 年に公表した東海・東南海・南海地震波と内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会が平成 24 年に公表した南海トラフ地震波（陸域ケース）をベースに行った。特に後者の南海トラフ地震波は、5 連動型の地震を想定した理論上最大の地震波である。解析に用いる地震波はこれら想定地震波作成時の解析対象地点近傍における地層モデルを用いて、 $V_s = 300 \text{ m/sec}$  の工学的基盤面における地震波を一次元重複反射理論に基づく周波数依存性を考慮した等価線形解析（解析コード：FDEL）により算出した。図 4.3.86 にそれぞれの最終的な入力地震動を示す。

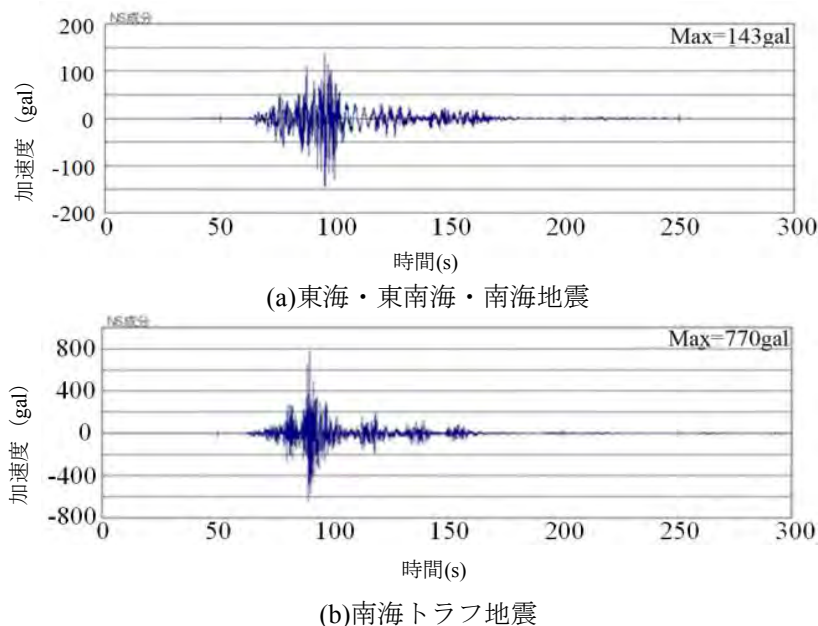


図 4.3.86 入力地震動

FLIP における地盤の非線形特性はひずみ空間多重せん断モデル<sup>15)</sup>を適用し、過剰間隙水圧モデルのパラメータの設定は液状化強度試験結果のフィッティングより行った。図 4.3.87 に液状化試験値と設定値を示す。基礎-5 では、ゆる詰め砂の標準値に近いパラメータを採用したために、解析値の液状化曲線の勾配が試験値よりも若干急になっている。一方、粘性土層の基礎-4 はシルト分が多かったために、繰返し载荷試験を実施した上で、液状化パラメータを設定して解析を行った。

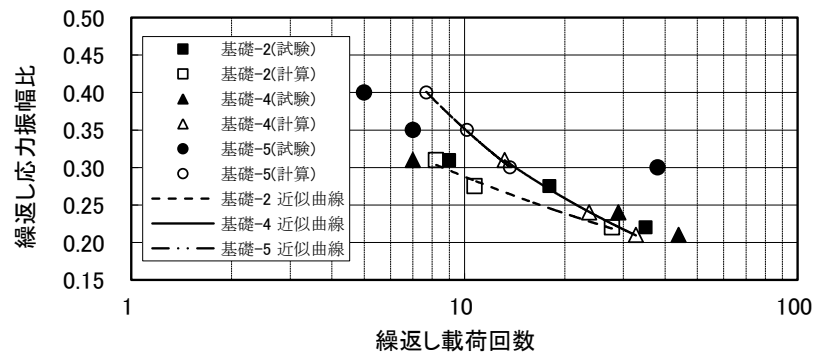


図 4.3.87 FLIP の液状化パラメータのフィッティングによる室内液状化試験値との比較

### (3) 解析結果

表 4.3.20 に FLIP による解析で求められた、堤防天端直下の位置における盛土ならびに基礎地盤の各層の鉛直圧縮量を示す。ボーリング調査位置における盛土材料は礫質土であり、強度定数は土質試験結果から、 $c = 0$ 、 $\phi = 30^\circ$  と設定した。東海・東南海・南海地震での沈下量を見ると盛土層において 50cm 弱の圧縮の他、基礎地盤にも若干の変形が見られるが、全体としての天端沈下量は 1m 未満 (97cm) となっている。本地点からおよそ 100m 下流の地点からは液状化対策のための地盤改良工事が行われているが、本地点は現状では未対策であることと、この東海・東南海・南海地震波による解析結果は整合している。一方、南海トラフ地震の天端沈下量は、基本ケースにおいては合計 5.0m となっており、法面部では元の基礎地盤面よりも下にめり込むほどの変形が計算されてしまい、微小変形の仮定の範疇を超えた不合理な解析結果となった。ただし、過大な変位が計算されているのは盛土部に限られていることから、拘束圧が低い盛土部の粘着力を  $c = 0$  kPa と設定したために盛土部での計算が発散したと判断し、盛土部のみの粘着力を  $c = 5$  ならびに 10kPa としたケースを追加した。表 4.3.20 の沈下量には、それらの結果も示している。なお、 $c = 5$  kPa 以下の解析も実施したが、 $c = 0$  kPa の基本ケースと同様に、盛土部の変位が不合理に大きくなった。逆に、 $c = 5$  kPa 以上になると、 $c = 10$  kPa ではまた変形がわずかに増えるものの、盛土部を含めて各層の変位は大きく変わらず、最終変位量は粘着力に敏感ではなくなる。以上より、本章の解析においては、 $c = 5$  kPa のケースが比較的合理的な結果を与えているものと判断し、以降で示す南海トラフ地震の解析結果は  $c = 5$  kPa のケースを中心に説明する。

図 4.3.88 に南海トラフ地震における水平加速度応答、水平変位ならびに鉛直変位の時刻歴を示す。堤防天端直下と基礎-2 上面の点における 2 カ所の解析結果を示している。加速度応答は、いずれの位置においても 100 秒以降で大きく減衰し、液状化の影響が顕著となる。また、基礎地盤においても 1m 程度堤外地側に大きな水平変位が発生し、鉛直変位も基礎地盤に 1.2m 程度発生している。

表 4.3.20 FLIP による各層の変形量と天端沈下量

地層名	土質	東海・東南海・南海 沈下量 (cm)	南海トラフ 沈下量(cm)		
			基本	粘着力 5kPa	粘着力 10kPa
盛土	砂礫	44.2	365.8	53.5	78.0
基礎-1	粘性土	5.8	12.5	11.5	11.8
基礎-2	砂質土	12.2	27.1	24.7	24.7
基礎-3	砂質土	9.6	21.3	20.8	21.1
基礎-4	粘性土	13.7	35.6	38.8	40.1
基礎-5	砂質土	7.6	29.0	30.3	34.9
基礎-6	砂質土	4.3	7.6	8.0	10.2
合計 (天端沈下量)		97.4	499.0	187.5	220.7

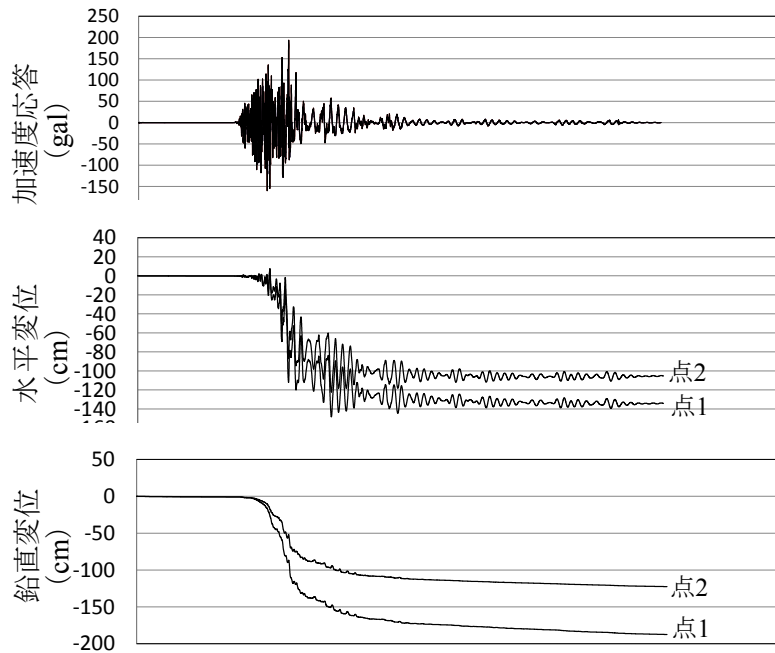


図 4.3.88 南海トラフ地震を想定した解析結果

図 4.3.89 に地震終了後のせん断ひずみ分布を示す。東海・東南海・南海地震では、堤外地側の法尻と基礎地盤浅部に若干のひずみが発生している。一方、南海トラフ地震では、堤外地側の深部の基礎地盤まで含む範囲で大きなせん断ひずみが生じているが、堤体にはひずみの集中は見られない。図 4.3.90 に地震終了後の過剰間隙水圧比分布を示す。両地震での違いがわかりにくいですが、東海・東南海・南海地震では、全体的に間隙水圧が上昇しているが、基礎地盤の深部や堤防直下では完全な液状化には至っていない。南海トラフ地震では、上部の砂質土層のみならず、全層にわたって大きな間隙水圧が発生しており、特に

深部の比較的密詰めの砂層も液状化あるいはそれに近い状態になっており、これが大きな沈下を生じさせる原因となっている。

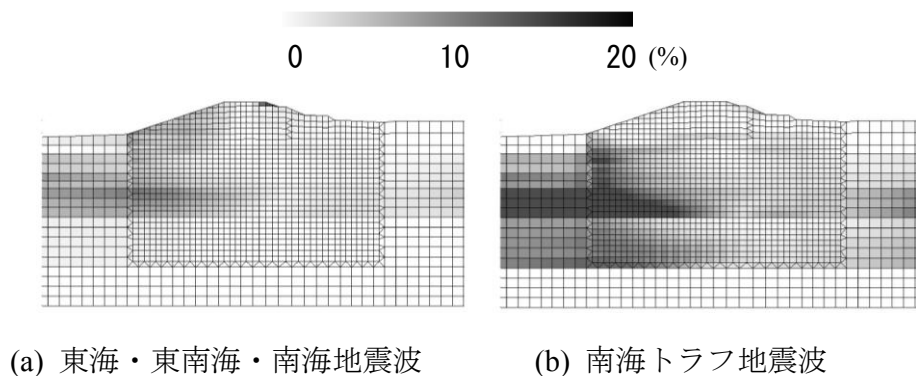


図 4.3.89 地震後のせん断ひずみ分布

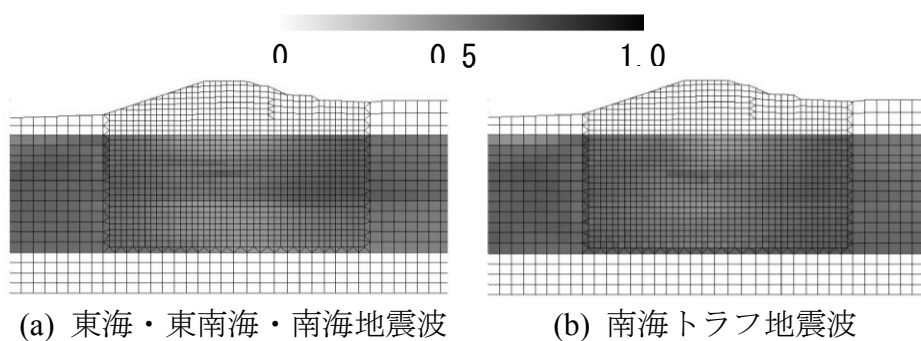


図 4.3.90 地震後の過剰間隙水圧比分布

#### (4) まとめ

本節では、河川堤防のレベル 2 地震に対する変形量の照査にあたり、現行の実務でも広く用いられている液状化解析コード FLIP を用いて実施した、大都市河川堤防のレベル 2 地震応答解析の結果を示した。理論上最大とされている南海トラフ地震波を入力した場合には、いずれの解析においても堤防天端が 2m 前後沈下する結果となり、照査外水位によっては対策が必要となる可能性があることがわかった。

FLIP による解析の場合、盛土材の土質試験結果  $c=0$  kPa をそのまま入力すると、南海トラフ地震においては、堤体に不合理かつ過大な変位が生じる。微小変形解析の適用範囲外の言わば解析が発散した状態であり、結果に信頼性はないと判断しなければならない。土質定数のわずかな設定の違いによって、解析結果が大きく左右される微小変形解析の危うさが垣間見られる。したがって、ある程度適正な結果を得るためには、本節で示したようなパラメトリックスタディーの併用が有効であり、マニュアル化されて一見簡易に見える土質パラメータの設定においても、技術者の経験が必要である。

#### 4.3.7 まとめ

4.3節では、最後のレベル2地震の変状予測を除けば、従来のマニュアルに沿った河川堤防の洪水時の詳細点検を想定した上で、一連区間の代表断面における安定性照査の精度を高めるための課題やその対策について述べた。特に、円弧すべり解析を実施する際には、その入力パラメータである強度定数が極めて重要であるが、その設定方法は極めて曖昧なままである。本研究では、砂質土、礫質土、そして細粒分を多く含む中間土や粘性土までカバーして、堤防土の浸透耐性を評価するための試験法を明確に示した。さらに、そのような試験を実施するのにあたり、高品質な堤防土が必要となるが、それを得るための簡易サンプリング法の提案も行っている。以上のように、本研究は設計・照査の実務で求められている極めて重要な問題を、学術的な切り口で解決している。なお、このように実務的な研究を実施できたのは、学外の実務研究者の協力は不可欠であった。株式会社建設技術研究所・大阪本社・水工部長の李圭太氏、国立研究法人土木研究所・つくば中央研究所・地質・地盤研究グループ・土質・振動チーム・主任研究員の石原雅規氏には、様々なご教示をいただいた。また、庄内川河川堤防の調査にあたっては、中部地方整備局ならびに庄内川河川事務所の関係各位、梯川の調査にあたっては、国土交通省北陸地方整備局ならびに金沢河川国道事務所小松出張所の関係各位に大変お世話になった。記して謝意を表す。

#### 4.3の参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2002.
- 2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012.
- 3) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp. 193-205, 2010.
- 4) 小高猛司，崔瑛，李圭太，森涼香，兼松祐志：河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，第18巻，pp.339-344, 2012.
- 5) 小高猛司，崔瑛，李圭太，兼松祐志，小林芳樹：三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響，河川技術論文集，第19巻，pp.81-87, 2013.
- 6) Scofield, A.N. and Wroth, C.P., Critical state soil mechanics, McGRAW-Hill, 1968. Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 7) Hashiguchi and Chen: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. of Solids and Structures, vol.25, No.8, pp.917-945, 1989.
- 8) 浅岡頭，中野正樹，野田利弘，外岡ちづる：超過圧密粘土供試体のせん断挙動の水へ土骨格連成計算，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.121-128, 1995.

- 9) 浅岡顕, 小高猛司, 野田利弘: 密な砂の吸水軟化に関する実験と解析, 第7回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.39-44, 1995.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T., Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 11) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M., An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 12) 小高猛司, 崔瑛, 小林芳樹, 武楊, 李圭太: 河川堤防の安定性照査に用いる適切な強度定数の検討, 第59回地盤工学シンポジウム論文集, pp.145-150, 2014.
- 13) 国土交通省河川局: 梯川水系の流域及び河川の概要, 社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料, 2008.
- 14) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 15) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Umeda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model: *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, Issues 3, pp.360-392, 2011.